

Anejo nº4: CÁLCULOS ESTRUCTURALES



Tomás Martín Sosa



ÍNDICE

1. GENERALIDADES.....3

1.1Objeto del presente anejo.....3

1.1Condicionantes y limitaciones.....3

2. BASES DE CÁLCULO.....3

2.1. Normativa y recomendaciones3

2.2. Ambiente y recubrimientos.....3

2.2.1. Estado límite de durabilidad3

2.2.2 Recubrimiento mínimo.....4

2.2.3. Protección del acero estructural5

2.3 Características de los materiales.....5

2.3.1 Elementos estructurales de acero.....5

2.3.2 Elementos estructurales de hormigón6

2.4 Coeficientes de seguridad7

2.4.1 Estados Límite Últimos7

2.4.1 Estados Límite Servicio7

2.5 Combinación de acciones8

2.5.1 Estados Límite Últimos8

2.5.2 Estados Límite de Servicio8

2.5.3. Coeficientes de combinación9

3. ACCIONES9

3.1 Normativa aplicada9

3.2 Acciones permanentes9

3.2.1. Peso propio.....9

3.2.2. Carga muerta.....9

3.3 Acciones variables10

3.3.1 Tráfico.....10

3.3.2 Viento12

3.3.2.1 Parámetros básicos de viento12

3.3.2.2 Viento transversal.13

3.3.2.2.1 Empuje horizontal13

3.3.2.2.2 Empuje vertical.....14

3.3.2.2.3 Momento de vuelco sobre el tablero14

3.3.2.2.4 Hipótesis de carga15

3.3.3 Nieve16

3.3.4 Acciones térmicas16

3.3.4.1 Componente uniforme de la temperatura del tablero.....16

3.3.4.2 Componente de la diferencia de temperatura (gradiente térmico).....16

3.3.4.2.1 Diferencia horizontal.....16

3.4 Acciones accidentales16

4. Modelo estructural17

4.1 Programas de ordenador utilizados.....17

4.1.1 SAP 200017

4.1.2 Hoja Excel.....17

4.2 Modelo estructural18

5. Hipótesis de carga procesadas.....21

6. Comprobaciones estructurales de Superestructura.....22

6.1 Comprobaciones metálicas de Estado límite último22

6.1.1. Vigas longitudinales23

6.1.1.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.23

6.1.1.2 Agotamiento de la barra23

6.1.1.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión24

6.1.2 Arco: sección central.....24

6.1.2.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.24

6.1.2.2 Agotamiento de la barra25

6.1.2.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión25

6.1.3 Arco: sección negativos.....26

6.1.3.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.26

6.1.3.2 Agotamiento de la barra26

6.1.3.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión27

6.1.4 Arco: sección genérica28

6.1.4.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.28

6.1.4.2 Agotamiento de la barra28

6.1.4.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión29

6.1.5 Triangulación.....30

PROYECTO BÁSICO DE PUENTE SOBRE LA RAMBLA DE ALCALÀ EN BENICARLÓ (CASTELLÓN).SOLUCIÓN C

1



6.1.5.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.	30	6.4.1 Estado límite de control de tensiones	44
6.1.5.2 Agotamiento de la barra	30	6.4.2 Estado límite de control de fisuración	45
6.1.5.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión.....	31	6.5 Anclajes y solapes	46
6.1.6. Sujeción de las péndolas	32	6.5.1 Losa central	46
6.1.6.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.	32	6.5.2 Losas laterales	47
6.1.6.2 Agotamiento de la barra	32	6.6 Aparatos de apoyo y juntas de dilatación.....	47
6.1.6.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión.....	33	6.6.1. Aparatos de apoyo	48
6.1.7 Vigas de piso	33	6.6.1.1 Características.....	48
6.1.7.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.	33	6.6.1.2 Comprobación.....	48
6.1.7.2 Agotamiento de la barra	34	6.6.1.2.1 Compresión media máxima	48
6.1.7.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión.....	34	6.6.1.2.2 Seguridad al deslizamiento	48
6.1.8 Péndolas	35	6.6.1.2.3 Distorsión máxima admisible.....	49
6.1.8.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.	35	6.6.1.2.4 Rotación máxima admisible.....	49
6.1.8.2 Comprobación de elementos sometidos a tracción.....	35	6.6.1.2.5 Estabilidad en el aparato de apoyo.....	49
6.1.9 Cuchillos	35	6.6.1.2.6 Espesor de las chapas de acero	49
6.1.10 Cálculo preciso EAE	36	6.6.1.2.7 Limitación de la tensión tangencial	49
6.1.10.1 Arco central	36	6.6.2. Juntas de dilatación	49
6.1.10.2 Triangulación	37		
6.2 Comprobaciones metálicas de Estado límite de servicio	38		
6.2.1 Estado límite de deformaciones.....	38		
6.2.2 Estado límite de plastificaciones locales	38		
6.2.3 Estado límite de vibraciones	39		
6.3 Comprobaciones hormigón de Estado límite último	39		
6.3.1 Cuantías de armado mínimo	39		
6.3.2 Cuantías de cálculo y propuesta de armado	40		
6.3.2.1 Losa Central	40		
6.3.2.1.1 Zona A.....	40		
6.3.2.1.2 Zona B.....	41		
6.3.2.1.3 Zona C.....	42		
6.3.2.2 Losas Laterales.....	42		
6.3.2.2.1 Zona D.....	42		
6.3.2.2.2 Zona E	43		
6.4 Comprobaciones hormigón de Estado límite de servicio.....	44		



1. GENERALIDADES

1.1 Objeto del presente anejo

El objetivo del presente anejo es definir detalladamente y justificar las comprobaciones que se han llevado a cabo para la verificación de los distintos elementos que constituyen el sistema estructural del “Proyecto Básico del Puente sobre la rambla de Alcalá (Castellón) Solución C”, así como el comportamiento estructural del mismo.

Las comprobaciones han sido realizadas de acuerdo a los procedimientos comúnmente aceptados, que se detallan en este. Anejo, según la normativa vigente que se detalla en el epígrafe 2 “Bases de Cálculo”.

1.1 Condicionantes y limitaciones

Los condicionantes y limitaciones impuestos se encuentran en el epígrafe 2 “Programa de Necesidades” del Anejo Nº1 “Estudio de Soluciones”

2. BASES DE CÁLCULO

2.1. Normativa y recomendaciones

Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP 11).

De esta normativa se han obtenido los valores característicos, representativos y del cálculo de las acciones a considerar así como de las combinaciones.

Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE 08).
Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de Hormigón (UNE-EN 1992-1-1).

Se han utilizada ambas normativas complementándose para comprobar los estados límite de los elementos representativos de la estructura de hormigón armado.

Instrucción Española de Acero Estructural (EAE 2011)

Se han utilizada ambas normativas complementándose para comprobar los estados límite de los elementos representativos de la estructura metálica.

2.2. Ambiente y recubrimientos

2.2.1. Estado límite de durabilidad

Para determinar el ambiente y la clase de exposición se utilizará la tabla 8.2.2 de la EHE y se establecerá su equivalente con el EC2 según las normas UNE.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	- Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. - Elementos de hormigón en masa.	- Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos enterrados o sumergidos.	- Elementos estructurales en sótanos no ventilados. - Cementaciones. - Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con salos de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos de hormigón, que se encuentran a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	Ilb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	- Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. - Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIla	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. - Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km).	- Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. - Puentes en las proximidades de la costa. - Zonas aéreas de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral. - Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIlb	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.	- Zonas sumergidas de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral. - Cementaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIlc	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas.	- Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanes y otras obras de defensa litoral. - Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	- Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. - Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.	- Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. - Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. - Estaciones de tratamiento de agua.

Figura 1. Tabla que define las clases de exposición. Fuente: EHE08

Entrando en tabla, la clase de exposición que se debe considerar es IIIa por estar en las proximidades de la línea costera (a menos de 5km).
Según la norma UNE, el ambiente IIIa equivale a clase XS1, por ser estructuras cerca de la costa.

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
X0	Para hormigón sin armadura o metal embebido: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco	Hormigón dentro de edificios con un nivel de humedad ambiental muy bajo
2. Corrosión inducida por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Hormigón dentro de edificios con nivel de humedad ambiental muy bajo. Hormigón permanentemente sumergido en agua
XC2	Húmedo, raramente seco	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua un periodo de largo tiempo. Muchas cimentaciones
XC3	Humedad moderada	Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada Hormigón en el exterior, protegido de la lluvia
XC4	Sequedad y humedad cíclicas	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua, no incluidas en la clase de exposición XC2
3. Corrosión inducida por cloruros		
XD1	Humedad moderada	Superficies del hormigón expuestas a cloruros en la atmósfera
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas Componentes de hormigón expuestos a aguas industriales que contienen cloruros
XD3	Sequedad y humedad cíclicas	Partes de puentes expuestos al riego conteniendo cloruros Pavimentos Losas en aparcamientos de coches
4. Corrosión inducida por cloruros de agua marina		
XS1	Exposición al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua del mar	Estructuras cerca de o en la costa
XS2	Permanentemente sumergida	Partes de estructuras marinas
XS3	Zonas de marcas, salpicaduras y aspersiones	Partes de estructuras marinas

Figura 2. Tabla que define las clases de exposición. Fuente: EC2

Con el ambiente al que se verán expuestos los elementos de hormigón, en la tabla E.1N del Eurocódigo 2 podemos encontrar la resistencia mínima del hormigón. De ello se deduce que la resistencia mínima del hormigón para un ambiente XS1 es de 30 MPa.

Clases de exposición conforme a la tabla 4.1										
Corrosión										
	Corrosión provocada por carbonatación				Corrosión provocada por cloruros			Corrosión provocada por cloruros de origen marino		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Clase resistente mínima indicativa	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37	C35/45	C30/37	C35/45		
Daños al hormigón										
	Sin riesgo		Ataque por hielo/deshielo			Ataque químico				
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Clase resistente mínima indicativa	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37		C35/45			

Figura 3. Tabla que define la resistencia mínima del hormigón. Fuente: EC2

2.2.2 Recubrimiento mínimo

Una vez obtenida la resistencia del hormigón, procedemos a calcular los recubrimientos mínimos para las armaduras de los elementos de hormigón armado. Según la norma, el recubrimiento nominal mínimo se obtiene con la siguiente expresión:

C_{nom} = C_{min} + \Delta r

siendo c_{nom} el recubrimiento nominal, c_{min} el mínimo exigido por la normativa y Δr un margen según el nivel de control de la ejecución siendo recomendable tomar 10mm.
Para obtener c_{min}, el EC2 presenta la siguiente expresión:

c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{min,y} - \Delta c_{min,st} - \Delta c_{min,add}; 10mm\}

- siendo c_{min,b} el recubrimiento mínimo por adherencia aportando la normativa la correspondiente tabla para facilitar el valor:

Requisitos de adherencia	
Distribución de barras	Recubrimiento mínimo c _{min,b} *
Barras aisladas	Diámetro de la barra
Grupo de barras	Diámetro equivalente (ϕ _e) (véase 8.9.1)
* Si el tamaño nominal máximo del árido es mayor que 32 mm, c _{min,b} se debería aumentar en 5 mm.	

Figura 4. Tabla que define el recubrimiento mínimo por adherencia. Fuente: EC2

Todas las propuestas de armado que se presentan en esta anejo están formadas por barras aisladas siendo el c_{min,b} igual al diámetro de la barra.

- siendo c_{min,dur} el mínimo debido a la exposición ambiental

La obtención de este valor requiere que previamente se obtenga la clase estructural. La normativa en aplicación proporciona un cuadro para su obtención en el que partiendo de un puntación de 4 se suma o restan unidades en función de la vida útil de proyecto, clase resistente, geometría, control de calidad y exposición. Las estructuras que se evalúan en este anejo comparten estas mismas características y se obtiene una S2. Con la clase estructural más la clase de exposición se obtiene el recubrimiento por durabilidad entrando en la tabla:

C _{min,dur}	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XS2	XD2	XD3	XS3
S1	10	10	10	10	15	30	30	30	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S2	10	10	10	10	20	35	35	35	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S3	15	15	15	15	20	40	40	35	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S4	15	15	20	20	25	40	40	35	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S5	20	20	25	25	30	50	50	45	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S6	25	25	30	30	35	60	60	60	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO

Figura 5. Tabla que define el recubrimiento mínimo por durabilidad. Fuente: EC2

El valor del recubrimiento mínimo por durabilidad es igual a 35mm. No obstante, está sometido a una serie de tolerancias:
Seguridad adicional cuyo valor tomado es de -5mm.

$\Delta C_{dur,y}$		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XS2	XD2	XD3	XS3
ARM. OTROS												
CEMENTOS		0	0	0	0	0	5	5	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
ARM. CEMENTO												
ADE		0	0	0	0	0	-5	-5	0	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
PRET. CEMENTO												
ADE		0	0	0	0	0	0	0	5	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
PRET. OTROS												
CEMENTOS		0	0	0	0	0	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO

Figura 6. Tabla que define el recubrimiento mínimo por adherencia. Fuente: Apuntes "Hormigón Estructura I" Unidad Docente de Hormigón (UPV)

Utilización de acero inoxidable, que no es de aplicación.

Sistema de protección adicional, que no es de aplicación.

Finalmente, el valor de $c_{min,dur}$ es de 30mm.

El recubrimiento mínimo vale,

$$c_{min} = \max(\emptyset; 30mm; 10mm) = 30mm$$

$$c_{nom} = 30 + 10 = 40mm$$

En caso de aplicar otro recubrimiento se matizará en su debido momento.

2.2.3. Protección del acero estructural

Para el acero estructural se empleará la siguiente protección, para así asegurar el cumplimiento del estado límite último de durabilidad. Según la EAE, en su artículo 8.2.2, en el caso del presente proyecto, a los elementos de acero estructural les corresponde una clase de exposición relativa a la corrosión atmosférica C5-M

Tabla 8.2.2.a
Clases de exposición relativas a la corrosión atmosférica

Designación	Clase de exposición (corrosividad)	Pérdida de masa por unidad de superficie/pérdida de espesor (tras el primer año de exposición)				Ejemplos de ambientes típicos en un clima templado	
		Acero de bajo contenido en carbono		Cinc		Exterior	Interior
		Pérdida de masa g/m^2	Pérdida de espesor μm	Pérdida de masa g/m^2	Pérdida de espesor μm		
C1	Muy baja	≤ 10	$\leq 1,3$	$\leq 0,7$	$\leq 0,1$	—	Edificios con calefacción y con atmósferas limpias, por ejemplo: oficinas, tiendas, colegios, hoteles.
C2	baja	> 10 y hasta 200	$> 1,3$ y hasta 25	$> 0,7$ y hasta 5	$> 0,1$ y hasta 0,7	Atmósferas con bajos niveles de contaminación. Áreas rurales en su mayor parte.	Edificios sin calefacción donde pueden ocurrir condensaciones, por ejemplo: almacenes, polideportivos.
C3	Media	> 200 y hasta 400	> 25 y hasta 50	> 5 y hasta 15	$> 0,7$ y hasta 2,1	Atmósferas urbanas e industriales, con moderada contaminación de dióxido de azufre. Áreas costeras con baja salinidad.	Naves de fabricación con elevada humedad y con algo de contaminación del aire, por ejemplo: plantas de procesamiento de alimentos, lavanderías, plantas cerviceras, plantas lácteas. Interior de puentes-cajón.
C4	Alta	> 400 y hasta 650	> 50 y hasta 80	> 15 y hasta 30	$> 2,1$ y hasta 4,2	Áreas industriales y áreas costeras con moderada salinidad.	Plantas químicas, piscinas, barcos costeros y astilleros.
C5-I	Muy alta (industrial)	> 650 y hasta 1.500	> 80 y hasta 200	> 30 y hasta 60	$> 4,2$ y hasta 8,4	Áreas industriales con elevada humedad y con atmósfera agresiva.	Edificios o áreas con condensaciones casi permanentes, y con contaminación elevada.
C5-M	Muy alta (marina)	> 650 y hasta 1.500	> 80 y hasta 200	> 30 y hasta 60	$> 4,2$ y hasta 8,4	Áreas costeras y marítimas con elevada salinidad.	Edificios o áreas con condensaciones casi permanentes, y con contaminación elevada.

Figura 7. Tabla que define la clase de exposición del acero. Fuente: EAE

La preparación y pintura de las superficies metálicas se realizará como sigue:

Preparación de superficies mediante granallado o chorreado con arena hasta conseguir un grado Sa 2 1/2-SIS-055900.

Capa de imprimación con base de zinc (dos componentes, 100 MICRAS), tipo Epomix Primer Zinc o similar.

Capa intermedia epoxi de alto espesor (dos componentes, 100 micras), tipo Epomix Intercoat Miox HB o similar.

Capa de acabado de poliuretano alifático color blanco puro (dos componentes, 100 MICRAS), color RAL 9010 (sólo en caras vistas), tipo Epomix PU A/AL o similar.

2.3 Características de los materiales

2.3.1 Elementos estructurales de acero

Acero estructural con especial exigencias de resistencia, resiliencia y soldabilidad empleado en todos los elementos resistentes que constituyen el puente: arco, vigas longitudinales, vigas de piso y riostras.

- Acero estructural S355J2

Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$

Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$

Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$

Límite elástico: 355 MPa

Tensión de rotura: 470 MPa.

- Acero estructural para las péndolas flexibles S460

Acero estructural empleado en las péndolas flexibles Macalloy M85 o similar:

Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$

Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$

Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$

Límite elástico: 460 MPa

Tensión de rotura: 610 MPa.

- o Acero estructural de la chapa grecada S320D

Acero estructural empleado en la chapa grecada de espesor 1 mm.

Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$

Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$

Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$

Límite elástico: 320 MPa

Tensión de rotura: 380 MPa.

Protección galvanizado Z-275

2.3.2 Elementos estructurales de hormigón

- o Cemento:

Se utilizará cemento CEM II 32.5R, es decir, cemento Portland con un porcentaje de clinker entre el 80 y el 94% utilizado para la fabricación de hormigón de resistencia característica de 30 MPa.

- o Acero para armadura pasiva B500SD

Acero estructural empleado en la armadura pasiva de la losa de hormigón armado del tablero.

Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$

Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$

Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$

Límite elástico: 500 MPa

Tensión de rotura: 550 MPa.

- o Hormigón armado HA-30/F/20/IIIa

Hormigón empleado en la losa colaborante de la estructura.

Módulo de elasticidad tangente a 28 días: $E = 33619 \text{ N/mm}^2$

Módulo de elasticidad secante a 28 días: $E = 28576 \text{ N/mm}^2$

Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.2$

Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$

Densidad: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Ambiente: XS1 (EHE08: IIIa)

Consistencia: Fluida.

Tamaño máximo del árido: 20 mm.

- o Hormigón de limpieza HL-15/B/20

Hormigón empleado en la

Densidad: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$

Consistencia: Blanda.

Tamaño máximo del árido: 20 mm.

2.4 Coeficientes de seguridad

2.4.1 Estados Límite Últimos

Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Los coeficientes de seguridad de los materiales en estado límite último que se utilizarán son los siguientes valores:

- hormigón: $\gamma_c = 1.5$
- acero pasivo: $\gamma_c = 1.15$
- acero estructural:
 - Coeficiente de seguridad relativo a la plastificación del material: $\gamma_{m0} = 1.05$
 - Coeficiente de seguridad relativo a fenómenos de inestabilidad: $\gamma_{m1} = 1.05$
 - Coeficiente de seguridad relativo a la resistencia a rotura en tracción: $\gamma_{m2} = 1.25$

Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Los coeficientes parciales de seguridad de las acciones para estado límite último que se utilizarán son los siguientes valores impuestos por la IAP-11, en función de la situación y comprobación a realizar:

Comprobaciones de equilibrio

ACCIÓN		EFECTO	
		ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Figura 8. Tabla que define los coeficientes parciales de seguridad de las acciones según las comprobaciones de equilibrio. Fuente: IAP11

Comprobaciones resistentes

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras prosolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽²⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Figura 9. Tabla que define los coeficientes parciales de seguridad de las acciones según las comprobaciones de equilibrio. Fuente: IAP11

2.4.1 Estados Límite Servicio

Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Los coeficientes de seguridad de los materiales en estado límite último que se utilizarán son los siguientes valores:

- hormigón: $\gamma_c = 1$
- acero $\gamma_c = 1$

Coeficientes de seguridad de las acciones

En el presente proyecto, se tomarán como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para estado límite de servicio los siguientes valores impuestos por la IAP-11

ACCIÓN	EFECTO	
	FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0
	Carga muerta	1,0
Permanente de valor no constante (G [*])	Pretensado P ₁	0,9 ⁽¹⁾
	Pretensado P ₂	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0
	Reológicas	1,0
	Empuje del terreno	1,0
	Asientos	0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0
	Sobrecarga de uso en terraplenas	0
	Acciones climáticas	0
	Empuje hidrostático	0
	Empuje hidrodinámico	0
	Sobrecargas de construcción	0

Figura 10. Tabla que define los coeficientes parciales de seguridad de las acciones para ELS. Fuente: IAP11

2.5 Combinación de acciones

2.5.1 Estados Límite Últimos

Para los estados límites últimos se han considerado únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Para situaciones persistentes y transitorias las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} * G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

donde:

G_{k,j} es el valor característico de cada acción permanente

G_{k,m} es el valor característico de cada acción permanente de valor no constante

Q_{k,1} es el valor característico de la acción variable dominante

$\psi_{0,i} * Q_{k,i}$ es el valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

γ_g, γ_q son los coeficientes parciales

2.5.2 Estados Límite de Servicio

Para los estados límites de servicio se han considerado las combinaciones características, frecuente y la cuasipermanente.

Combinación característica o poco probable

Esta combinación ha sido empleada para la comprobación de limitación de tensiones en el hormigón, siendo realizada de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} * G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

donde:

G_{k,j} es el valor característico de cada acción permanente

G_{k,m} es el valor característico de cada acción permanente de valor no constante

Q_{k,1} es el valor característico de la acción variable dominante

$\psi_{0,i} * Q_{k,i}$ es el valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

γ_g, γ_q son los coeficientes parciales

Combinación frecuente.

Esta combinación ha sido empleada para la comprobación de flecha de la superestructura, siendo realizada de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} * G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} * \psi_{1,i} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

donde:

G_{k,j} es el valor característico de cada acción permanente

G_{k,m} es el valor característico de cada acción permanente de valor no constante

Q_{k,1} es el valor característico de la acción variable dominante

$\psi_{2,i} * Q_{k,i}$ es el valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

γ_g, γ_q son los coeficientes parciales

Combinación casi-permanente.

Esta combinación ha sido empleada para la comprobación de abertura de fisura en el hormigón, siendo realizada de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} * G_{k,m}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

donde:

- G_{k,j} es el valor característico de cada acción permanente
- G_{k,m} es el valor característico de cada acción permanente de valor no constante
- ψ_{2,i} * Q_{k,i} es el valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.
- γ_G, γ_Q son los coeficientes parciales

2.5.3. Coeficientes de combinación
Los coeficientes de simultaneidad (o combinación) serán se adoptarán de la tabla 6.1-a de la IAP-11.

ACCIÓN			ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2'
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F _{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T _k		0,6	0,6	0,5
Nieve	Q _{ek}		0,8	0	0
Acción del agua	W _k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q _c		1,0	0	1,0

Figura 11. Tabla que define los coeficientes de combinación de las acciones. Fuente: IAP11

3. ACCIONES

3.1 Normativa aplicada

La normativa empleada para la obtención de las acciones ha sido la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP 11)”, complementándola con la EAE.

3.2 Acciones permanentes

3.2.1. Peso propio

La acción correspondiente al peso propio de la estructura, ha sido obtenida multiplicando su respectivo volumen por el peso específico del material correspondiente. Los pesos específicos correspondientes a los materiales utilizados son los siguientes:

- Acero. Empleado en el sistema primario: Arco, péndolas flexibles, vigas longitudinales y transversales (tanto vigas de piso como chuchillos).

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

- Hormigón armado. Empleado en losa colaborante y subestructuras.

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

3.2.2. Carga muerta

La carga muerta considerada, es la acción producida por los elementos permanentes no estructurales, tales como equipamientos. A continuación se indica para cada uno de ellos, el valor de la carga superficial (q_s) producida por su acción en el caso de elementos superficiales, o carga lineal (q_l) en el caso de elementos lineales.

3.2.2.1. Acera

- Pavimento urbano

$$\gamma = 30 \text{ kN/m}^3; e = 0.030 \text{ m}$$

$$q_s = 0.90 \text{ kN/m}^2$$

- Mortero de agarre

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3; e = 0.025 \text{ m}$$

$$q_s = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

- Capa de estanqueidad

$$q_s = 0.062 \text{ kN/m}^2$$

- Hormigón en masa

(El hormigón armado empleado en la contraimposta se considera en el valor de la carga superficial del hormigón en masa de la acera.)

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3; e = 0.14 \text{ m}$$

$$q_s = 3.22 \text{ kN/m}^2$$

- Hormigón Armado apoyo barandilla

$$\text{Área} = 0.20 \text{ m} \cdot 0.390 \text{ m} = 0.078 \text{ m}^2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$q_l = 1.95 \text{ kN/m}$$

- Imposta exterior

$$\text{Área} = 0.147 \text{ m}^2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$q_l = 3.675 \text{ kN/m}$$

- Imposta interior

$$\text{Área} = 0.0752 \text{ m}^2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$q_l = 1.88 \text{ kN/m}$$

- Barandilla

$$q_l = 0.30 \text{ kN/m}$$

3.2.2.2. Calzada

- Pavimento mezcla bituminosa

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3; e = 0.066 \text{ m}$$

$$q_s = 1.518 \text{ kN/m}^2$$

- Capa de estanqueidad

$$q_s = 0.062 \text{ kN/m}^2$$

- Barrera rígida de contención de vehículos

$$\text{Área} = 0.125 \text{ m}^2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$q_l = 3.125 \text{ kN/m}$$

3.3 Acciones variables

3.3.1 Tráfico

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes de longitudes cargadas hasta 200 m (UNE-EN 1991-2). En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

A efectos de la aplicación de la IAP-11, se define como plataforma del tablero de un puente de carretera a la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcones, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel calzada y comprendida entre bordillos de las aceras laterales del tablero –si estas existen– cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretiles del tablero, para el resto de los casos. A efectos de aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho w , se dividirá en n_l carriles virtuales, de anchura w_l cada uno, con el criterio que se define en la Tabla 4.1-a de la IAP-11.

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n_l)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w_l)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_l = \text{ent}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3n_l$

Figura 12. Tabla que define los carriles virtuales. Fuente: IAP11

El caso objeto de estudio tiene 7.5m quedando divididos en 2 carriles virtuales de 3 metros cada uno y una anchura de área remanente de 1.5 metros. Estos carriles se distribuirán para obtener la situación más desfavorable.

Las cargas puntuales verticales para la sobrecarga de uso vienen definidas en la IAP-11 y se corresponden con las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos pesados. Cabe destacar, que las cargas verticales están ligadas a la disposición de los carriles y son concomitantes pudiendo variar su posición solo unos pocos centímetros para verificaciones locales.

Se considerará la actuación de un único vehículo pesado por carril virtual de peso 2Qik que estará constituido por dos ejes y los valores de las cargas correspondientes a cada eje de cada uno de los vehículos pesados (Qik) quedan definidos en función de los de carriles virtuales (i) que se han establecido, según la tabla de la Figura 24 que se corresponde con la tabla 4.1-b de la IAP-11.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2 \cdot Q_k$ (kN)	SOBRECARGA UNIFORME q_k ó q_{k1} (kN/m ²)
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{k1})	0	2,5

Figura 13. Tabla que define las cargas sobre los carriles virtuales. Fuente: IAP11

Para las comprobaciones generales se supone cada vehículo pesado centrado en el carril virtual en el que se encuentra (Figura 25), mientras que para las comprobaciones locales cada vehículo se colocará transversalmente en la posición más desfavorable para la comprobación que corresponda cumpliendo las separaciones mínimas entre vehículos adyacentes que se muestra en la Figura 25 extraída de la IAP-11.

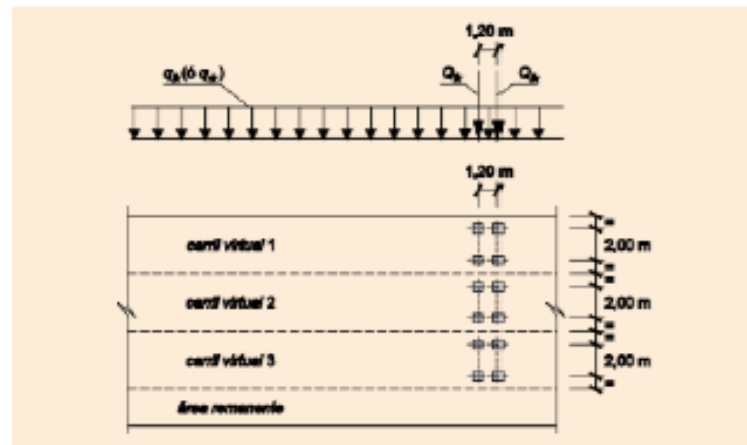


Figura 14. Representación en planta de las cargas sobre los carriles virtuales. Fuente: IAP11

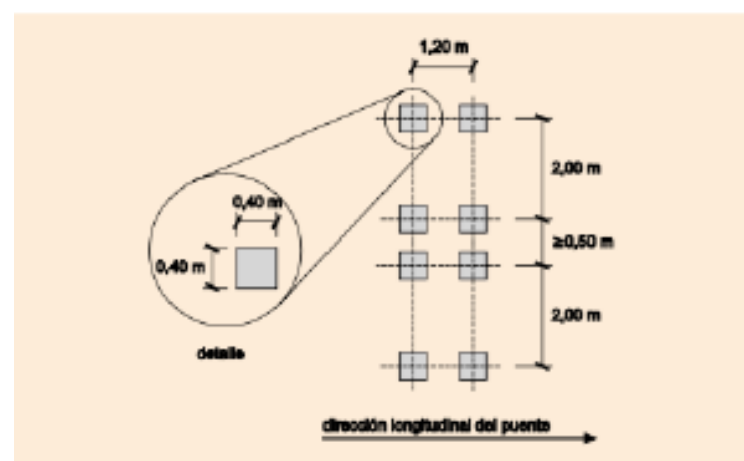


Figura 15. Detalle de la anterior representación. Fuente: IAP11

La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2 m y la distancia longitudinal entre ejes, de 1,2 m.

Para evaluar las posiciones más desfavorables, se han definido dos casos en transversal y dos casos en longitudinal obteniendo cuatro estados de carga. Una vez más, matizar que las cargas puntuales y las sobrecargas no se pueden combinar entre ellas indistintamente sino que la disposición de un carril virtual impone unas puntuales en particular. En transversal se han analizado los siguientes casos a través de una viga biempotrada con la rigidez de la viga de piso de la estructura.

Máximo flector positivo:

La disposición de las cargas para obtener el mayor flector positivo se ha realizado de tal manera que la resultante de las cargas puntuales (puesto que son las de mayor magnitud) pase por el centro de la viga haciendo uso a su vez para magnificar el fenómeno del acercamiento máximo de los carros como permite la IAP11 para evaluar efectos locales. Las cargas quedarían dispuestas de la siguiente manera (de izquierda a derecha): 0.5m de carril remanente, 3m del carril virtual 1, 3m del carril virtual 2 y 1m restante de carril remanente. Los carros están dispuestos a 0.5m estando a 0.25m del margen de cada carril (1 y 2 que son los que presentan carro)

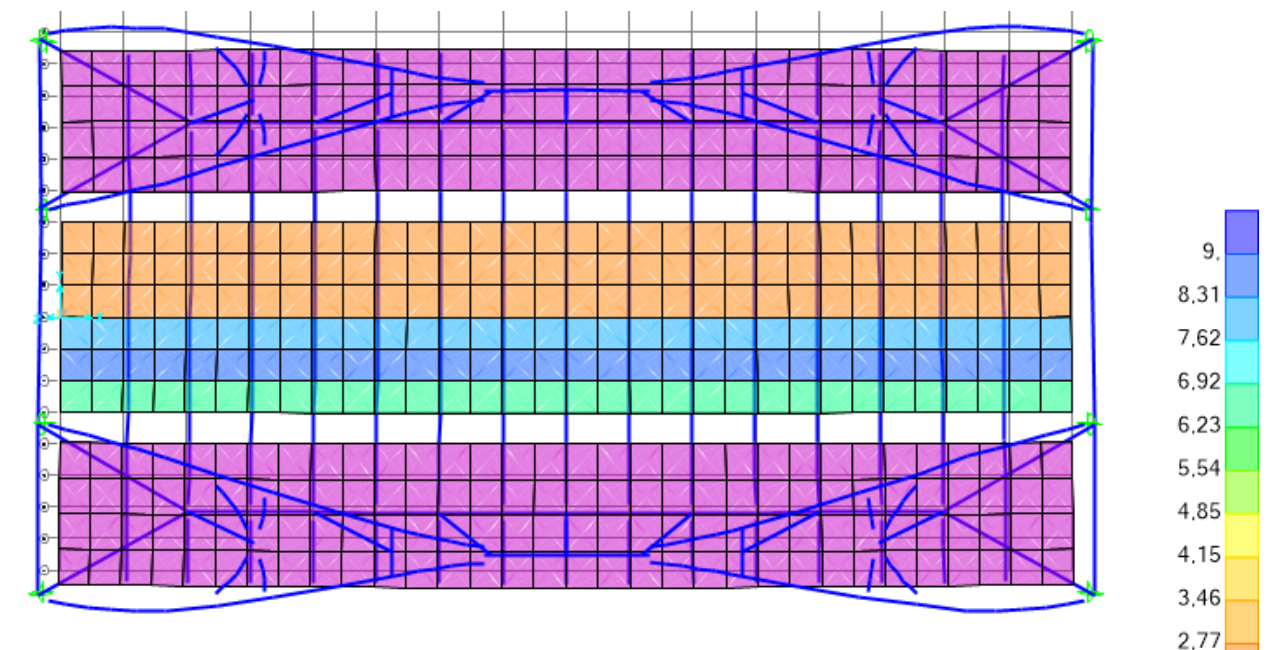


Figura 16. Representación de las sobrecargas distribuidas en el modelo de cálculo. Fuente: elaboración propia

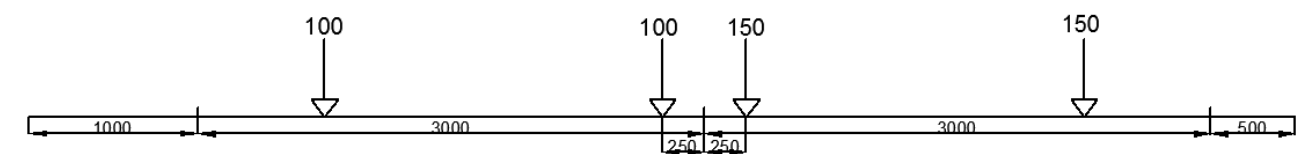


Figura 17. Definición de los carriles virtuales y cargas puntuales. Fuente: elaboración propia

Máximo flector negativo:

La cargas están dispuestas simplemente cargando lo máximo uno de los arcos teniendo (de derecha a izquierda): 3m de carril virtual 1, 3m de carril virtual 2 y 1.5m de carril remanente.

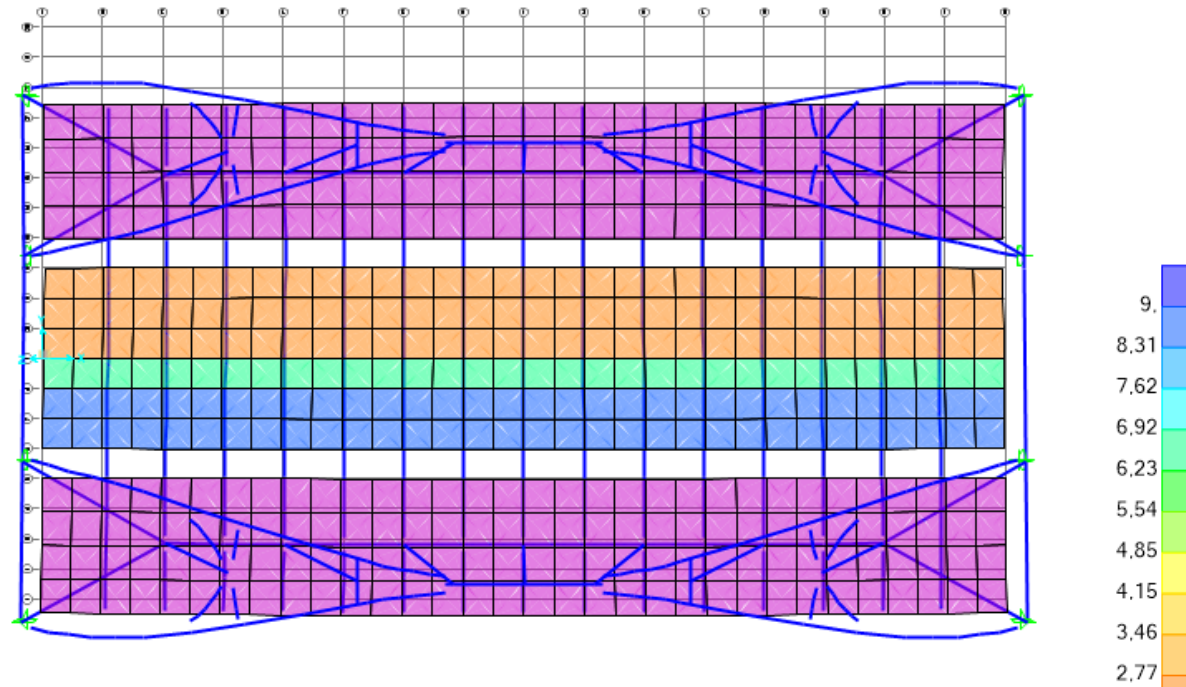


Figura 18. Representación de las sobrecargas distribuidas en el modelo de cálculo. Fuente: elaboración propia

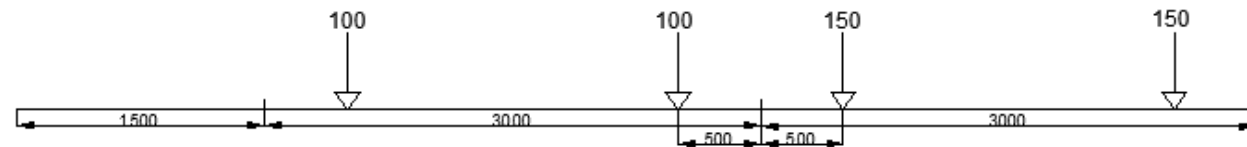


Figura 19. Definición de los carriles virtuales y cargas puntuales. Fuente: elaboración propia

Ambas configuraciones han sido procesadas en el centro-luz longitudinal y en el arranque obteniendo los cuatro casos de carga que determinarán el dimensionamiento de toda la estructura.

En el caso de las losas laterales, consideraremos una sobrecarga de uso impuesta por la IAP-11 en el artículo 4.1.2.2 de 5 kN/m².

Frenado

Los cambios de velocidad de los vehículos dan lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente. En este caso que se analiza, al disponer de carriles de sentidos opuestos se podrá disponer en el mismo sentido si fuese más desfavorable. Esta última afirmación de la IAP11 invita a generar una envolvente con las cuatro opciones que existen. El valor característico sigue la siguiente expresión:

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + 0,1 q_{1k} w_1 L$$

siendo:

L la longitud del puente

2Q_{1k} valor característico del eje del vehículo pesado del carril virtual 1

q_{1k} sobrecarga del carril virtual 1

w₁ ancho del carril virtual 1

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot 2 \cdot 150 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 40 = 288 \text{ KN}$$

3.3.2 Viento

La acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, obtenida según lo indicado en el artículo 4.2 de la IAP-11. Se considerará la acción del viento transversal al eje longitudinal del puente, en ambas direcciones (desde el mar hacia el interior y del interior hacia el mar); despreciando la acción del viento paralela al eje del tablero. A su vez, la acción transversal del viento se dividirá en una componente horizontal y otra vertical, así como un momento volcador debido a la excentricidad de aplicación de ambas. Los ejes considerados para las direcciones serán:

- La dirección horizontal según el eje x para el viento transversal perpendicular al tablero, en su componente horizontal;
- Y la dirección según el eje z, para su componente vertical.

Por otro lado, no se considerarán los efectos aeroelásticos ya que según el artículo 4.2.9.1. no es necesaria su comprobación en el puente de estudio por verificar simultáneamente las condiciones que se exponen en el artículo mencionado.

Además, tampoco se considerarán las situaciones transitorias debidas a la construcción por tratarse de un proyecto básico.

3.3.2.1 Parámetros básicos de viento

En primer lugar, deberemos obtener los parámetros básicos de viento, para posteriormente, determinar las fuerzas equivalentes a su acción que actúan sobre la estructura.

La velocidad básica fundamental del viento, $v_{b,0}$, es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno de 50 años (artículo 4.2.1. IAP-11). Este parámetro es característico del lugar de emplazamiento de la obra, en nuestro caso se trata de la localidad de Benicarló, situada al Norte de la Comunidad Valenciana y que según la figura 4.2-a que se muestra a continuación pertenece a la zona B, a la cual le corresponde una velocidad básica fundamental igual a 27 m/s.



Figura 20. Mapa de isostáticas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento. Fuente: IAP11

A partir de la velocidad básica fundamental del viento, se obtiene la velocidad básica, v_b , con la siguiente expresión:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Donde:

c_{dir} : Factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1.

c_{season} : Factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1.

Para un periodo de retorno T diferente a 50 años, la velocidad básica del viento será:

$$v_b(T) = c_{prop} \cdot v_b$$

Siendo:

$$c_{prop} = \left\{ \frac{1 - K \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \cdot \ln \left[-\ln(-0.98) \right]} \right\}^n$$

Donde $K = 0.2$ y $n = 0.5$. El periodo de retorno que debemos considerar para situaciones permanentes es igual a 100 años, y para el cual obtenemos un coeficiente $c_{prop} = 1.04$. Con ello obtenemos:

$$v_b(T) = c_{prop} \cdot v_b = 1.04 \cdot 27 = 28.08 \text{ m/s}$$

3.3.2.2 Viento transversal.

3.3.2.2.1 Empuje horizontal

El valor de la componente horizontal del viento transversal se calcula para cada uno de los distintos elementos del puente, considerando:

1. Tablero sin sobrecarga de uso
2. Tablero con sobrecarga de uso, considerando el área expuesta con una altura de 2 metros por encima del tablero.
3. Arco

Y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$F_W = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

Siendo:

- ρ : densidad del aire, que se tomará igual a 1.25 kg/m^3 .
- $c_e(z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z .
- c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado.

En primer lugar el coeficiente de exposición en función de la altura z se calcula mediante la siguiente expresión:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 \cdot k_l \cdot c_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \text{ para } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ para } z < z_{min}$$

Los parámetros k_r , z_0 y z_{min} se obtienen en función del tipo de entorno; en nuestro caso, se trata de un entorno tipo 0 según la IAP-11, que se corresponde con mar o zona costera expuesta a mar abierto, por lo que toman los siguientes valores:

$$k_r = 0.156$$

$$z_0 = 0.003 \text{ m}$$

$$z_{min} = 1 \text{ m}$$

Además, k_l se corresponde con el factor de turbulencia y toma un valor igual a 1, al igual que el factor de topografía c_0 .

Como se ha mencionado anteriormente, se considerarán tres elementos distintos en el puente, por lo que se calcularán tres valores distintos del empuje horizontal, uno para cada caso. Cada elemento presenta una altura z distinta, medida siempre desde la cota del terreno (que coincide con la cota superior de la solera de la rambla) hasta la directriz del elemento sobre el que se considera el empuje del viento.

$$c_e(z_1 = 3.84 \text{ m}) = 2.4645$$

$$c_e(z_2 = 4.84 \text{ m}) = 2.5859$$

$$c_e(z_3 = 12 \text{ m}) = 3.087$$

El coeficiente de forma en el caso de tableros de alma llena, se obtiene mediante la siguiente expresión para el empuje horizontal:

$$c_{f,x} = 2.5 - 0.3 \cdot \left(\frac{B}{h_{eq}}\right)$$

Siendo:

- B : anchura total del tablero, que se aproximará a su valor medio de 28 m.
- h_{eq} : altura equivalente considerando el canto mayor del tablero y un área expuesta para el caso de la sobrecarga de uso de 2 metros mayor.

Así, $c_{f,x}$ tomaría el valor de -2.46 y 0.529 para cada uno de los casos respectivamente. Según la IAP-11 en el artículo 4.2.5.1, su valor está acotado entre 1.3 y 2.4, por lo que tomaremos su límite más próximo, y consideraremos $c_f = 1.3$ en ambos casos.

Por otro lado, el coeficiente de forma del arco se obtiene a partir de la figura 4.2.-b de la IAP-11, la cual se muestra a continuación, y mediante la cual asimilando el arco a un rectángulo se obtiene un valor de $c_{f,x} = 1.95$.

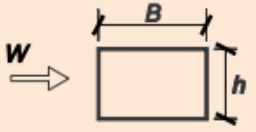

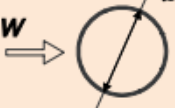
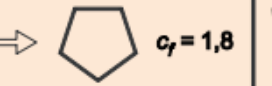
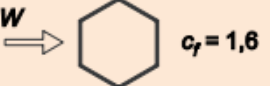
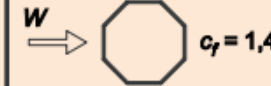




	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
 $c_f = 1,4$	 <div>sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$</div> <div>sección circular con superficie rugosa^(*), o lisa tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$</div>								
 $c_f = 1,8$	 $c_f = 1,6$	 $c_f = 1,45$	 $c_f = 1,3$						
 $c_f = 1,6$	 $c_f = 2,2$	 $c_f = 2,0$							

Figura 21. Tabla para obtener los coeficientes de forma. Fuente: IAP11

Por último el área de referencia de cada elemento se obtiene como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento, tomando los siguientes valores:

$$A_{ref,1} = 52.8 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,2} = 132.8 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,3} = 36 \text{ m}^2$$

Con todo ello, obtenemos el valor del empuje horizontal, tanto su resultante como el valor repartido por unidad de longitud.

$$F_{w,1} = 83.365 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{2.084 \text{ kN/m}}$$

$$F_{w,2} = 220.002 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{5.50 \text{ kN/m}}$$

$$F_{w,3} = 106.794 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{1.78 \text{ kN/m}}$$

3.3.2.2.2 Empuje vertical

Siguiendo la formulación anterior, el empuje vertical se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref}$$

En este caso, el coeficiente de forma $c_{f,z}$ se tomará igual a ± 0.9 y el área de referencia se corresponde con el área en planta del tablero, que será igual en cada uno de los casos.

$$A_{ref,z} \cong 20 \text{ m} \cdot 40 \text{ m} = 800 \text{ m}^2$$

(donde se han considerado los huecos existentes entre la calzada y las aceras)

Por tanto,

$$F_{w,z,1} = 874.452 \text{ kN}$$

$$F_{w,z,2} = 917.526 \text{ kN}$$

$$F_{w,z,3} = 1095.326 \text{ kN}$$

3.3.2.2.3 Momento de vuelco sobre el tablero

Según la IAP-11 el empuje transversal horizontal se supondrá aplicado en tableros de alma llena a una altura igual al 60% de la altura equivalente máxima utilizada en los cálculos. Así, en nuestro caso se supondrá aplicado a una distancia:

$$d_1 = 0.6 \cdot 1.32 \text{ m} = 0.792 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.6 \cdot 3.32 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

Por otro lado, según la IAP-11 el empuje transversal vertical se supondrá aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del puente.

$$a = \frac{B}{4} = 5.4525 \text{ m desde el eje del tablero hacia el exterior}$$

Conociendo el valor de las fuerzas ejercidas por el viento en ambas direcciones y sus puntos de aplicación, éstas se simplifican como dos fuerzas verticales uniformemente repartidas sobre cada una de las vigas longitudinales y unas fuerzas horizontales uniformemente repartidas sobre la viga longitudinal o bien sobre la directriz del arco, en función de cada caso.

3.3.2.2.4 Hipótesis de carga

En el modelo estructural se han procesado las siguientes hipótesis de carga:

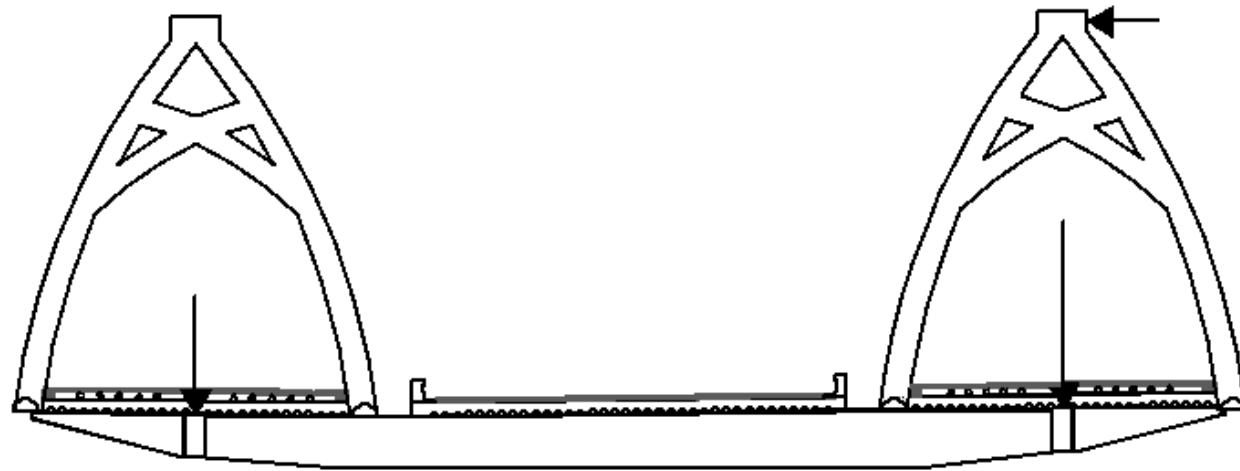


Figura 22. Hipótesis de carga tierra-mar descendente. Fuente: elaboración propia

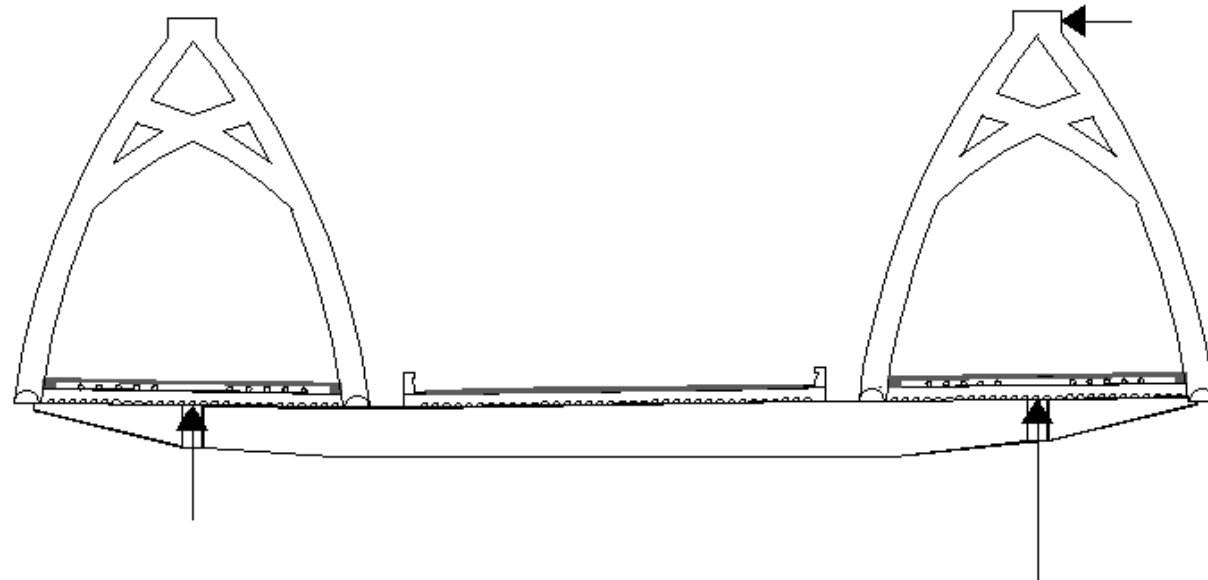


Figura 23. Hipótesis de carga tierra-mar ascendente. Fuente: elaboración propia

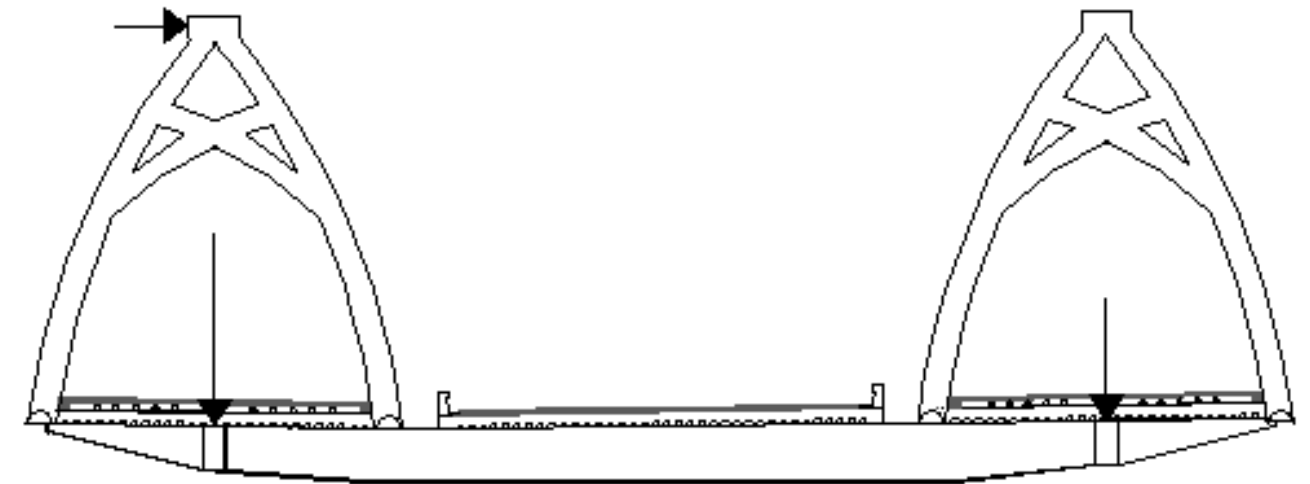


Figura 24. Hipótesis de carga mar-tierra descendente. Fuente: elaboración propia

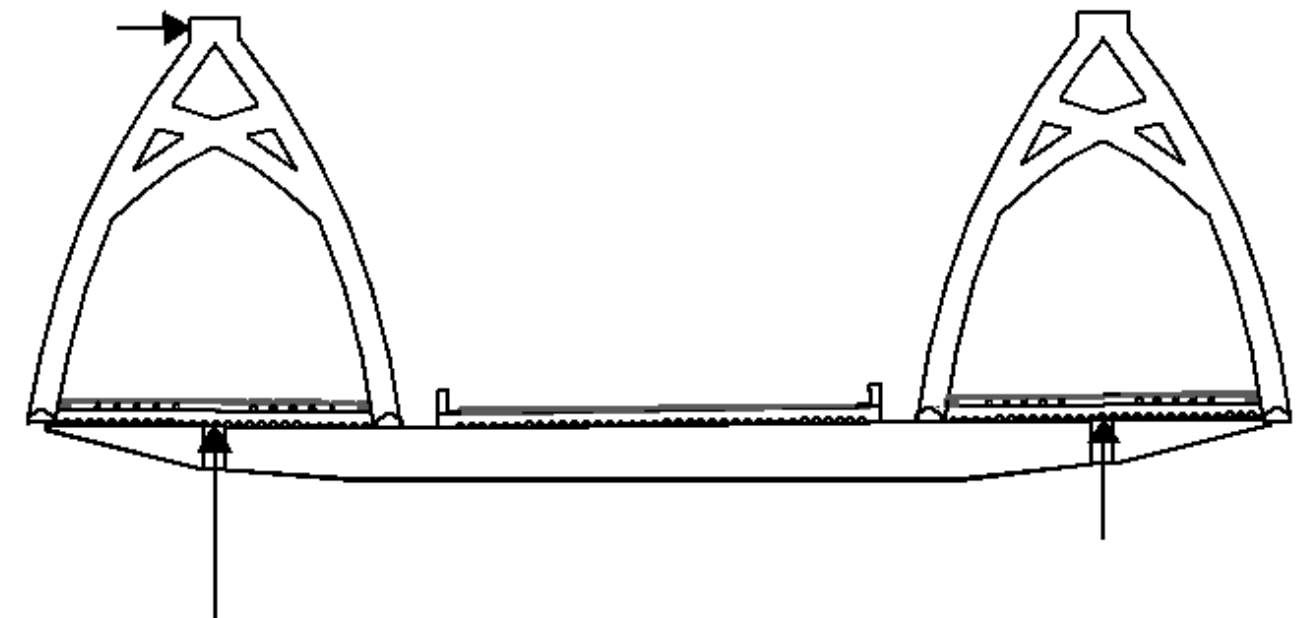


Figura 25. Hipótesis de carga mar-tierra ascendente. Fuente: elaboración propia

3.3.3 Nieve

En el proyecto básico presentado no se considera la acción de la nieve ya que la IAP-11 establece en las bases para la combinación de acciones la no simultaneidad de la nieve con la sobrecarga de uso. En nuestro caso, la sobrecarga de uso siempre es más desfavorable que la nieve.

3.3.4 Acciones térmicas

El efecto de la temperatura se define mediante el artículo 4.3 de la IAP-11. Tal como se indica en el apartado 4.3.1 de dicha norma, se evalúa el efecto de las acciones térmicas considerando un tablero tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria).

La acción térmica se define mediante los valores característicos de la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal.

3.3.4.1 Componente uniforme de la temperatura del tablero

La componente uniforme de la temperatura se determina a partir de la temperatura del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento

El valor característico de la temperatura máxima (T_{\max}) y de la mínima (T_{\min}) depende del clima del emplazamiento y de la altitud. Según la figura 4.3-a de la IAP, dónde se indican las isoterms de temperatura máxima anual del aire, la temperatura máxima del emplazamiento adopta valores entre 42 y 44 °C. Se adopta el caso más desfavorable, $T_{\max} = 44^{\circ}\text{C}$. Por otro lado, la temperatura mínima del aire es de $T_{\min} = -5^{\circ}\text{C}$, ya que se considera que la altitud es de 0 m (el puente está muy próximo al mar) y la zona de clima invernal corresponde con la zona 5.

La componente uniforme de la temperatura del tablero (temperatura efectiva) tendrá un valor mínimo y un valor máximo:

$$T_{e,\min} = T_{\min} + \Delta T_{e,\min} = -5 + 4 = -1^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = T_{\max} + \Delta T_{e,\max} = 44 + 4 = 48^{\circ}\text{C}$$

Donde los valores $\Delta T_{e,\min}$ y $\Delta T_{e,\max}$ se definen en la tabla 4.3-b de la IAP-11:

$$\Delta T_{e,\min} = +4^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{e,\max} = +4^{\circ}\text{C}$$

El coeficiente de dilatación lineal en estructuras mixtas se utiliza el del hormigón, tanto para el acero como para el hormigón, $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}^{\circ}\text{C}^{-1}$, tal y como lo indica la tabla 4.3-c de la IAP 11.

Por otro lado, las variaciones de temperatura que sufre el tablero se determinan mediante la diferencia de temperatura entre la puesta en obra y la máxima o mínima temperatura del tablero.

Para ello se obtiene la temperatura inicial T_o que es la temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento, en ausencia de información se toma el valor $T_o = 15^{\circ}\text{C}$. De este modo:

$$\Delta T_{N,\text{CON}} = T_o - T_{e,\min} = 15 - (-1) = 16^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{EXP}} = T_{e,\max} - T_o = 48 - 15 = 33^{\circ}\text{C}$$

Donde

- $\Delta T_{N,\text{CON}}$, es el valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción.
- $\Delta T_{N,\text{EXP}}$, el valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación.

Los aparatos de apoyo y las juntas de dilatación se dimensionan considerando un incremento de temperatura de 15°C respecto a la máxima variación de contracción y de dilatación de la componente uniforme de temperatura:

$$\Delta T_{\text{apoyos,exp}} = 33 + 15 = 48^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{apoyos,con}} = 10 + 15 = 35^{\circ}\text{C}$$

3.3.4.2 Componente de la diferencia de temperatura (gradiente térmico)

La componente de la diferencia de temperatura se determina mediante el apartado 4.3.1.2 de la IAP 11. Dentro de este apartado, se trata el gradiente vertical existente y el horizontal.

El gradiente de temperatura se va a determinar considerando una diferencia de temperatura entre las secciones parciales de acero y de hormigón. En condiciones de calentamiento se va a suponer un incremento de $\Delta T_{M,\text{HEAT}} = 18^{\circ}\text{C}$ de la sección de acero respecto a la de hormigón. Mientras que en condiciones de enfriamiento se considera un incremento de la sección parcial de acero de $\Delta T_{M,\text{COOL}} = -10^{\circ}\text{C}$ respecto de la sección de hormigón

3.3.4.2.1 Diferencia horizontal

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal del tablero da lugar a una diferencia horizontal de temperatura. En nuestro caso, al existir un hueco longitudinal entre la calzada y las aceras, las vigas de piso dispuestas en el hueco se calentarán y enfriarán más rápido en dicho tramo.

3.4 Acciones accidentales

Las acciones accidentales no se consideran en el cálculo estructural ya que el trabajo presente es un proyecto básico, además de que en el emplazamiento de la obra la acción sísmica tiene un riesgo bajo. Por otro lado, debería hacerse un estudio profundo en el proyecto de construcción teniendo en cuenta estas acciones.

4. Modelo estructural

En este apartado se presentará el software utilizado para procesar el modelo de cálculo que representa el comportamiento de la estructura objeto de este documento, así como la descripción del mismo modelo.

4.1 Programas de ordenador utilizados

4.1.1 SAP 2000

La totalidad de la tarea de cálculo se ha realizado con el programa SAP 2000, versión 16. SAP2000 es un programa comercial de cálculo de estructuras. El origen de su nombre viene de sus siglas en inglés de StructuralAnalysisProgram (Programa de Análisis Estructural). El SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras. Con él, se han obtenido los esfuerzos y deformaciones de la estructura y ha servido de apoyo para el dimensionamiento de la misma.

4.1.2 Hoja Excel

En la asignatura Diseño estructural de cimentaciones y muros de contención impartida en la titulación que exige la realización de este trabajo académico, se programa una hoja de Excel con la formulación que dicta el cálculo seccional de estructuras de hormigón armado cumpliendo con las exigencias de la normativa. En este anejo y en cualquier otro en el que se dimensionen estructuras de hormigón armado se utilizará esta hoja cuyo funcionamiento se expone a continuación.

Recubrimiento			
Condiciones de durabilidad		Elemento	
Clase de exposición	XS1	Tipo de elemento	Losa
Vida útil	100 años	¿Armado o pretensado?	Armado
¿Cemento adecuado?	Si	¿Acero inoxidable?	No
Tamaño Máximo Árido	20 mm	¿Protección adicional?	No
CLASE ESTRUCTURAL	S2	¿In situ contra el terreno?	No
Materiales			
Hormigón		Acero	
Fck	30 MPa	fyk	500 MPa
Coefficiente hormigón (γc)	1,5	Coefficiente acero (γs)	1,15
fcd	20 MPa	fyd	434,7826 MPa
Ecm	32836,6 MPa	Es	200000 MPa
Armaduras			
Diámetro Longitudinal As	12 mm	Barros aislados	Si
Diámetro Longitudinal As'	12 mm	Nº barras por grupo	-
Diámetro Horizontal	0 mm		
Diámetro Transversal	0 mm	fywk	500 MPa
Recubrimiento Inferior		Recubrimiento Superior	
Cmin,b	12 mm	Cmin,b	12 mm
Cmin,dur	35 mm	Cmin,dur	35 mm
ΔCdur,y	-5 mm	ΔCdur,y	-5 mm
ΔCdur,st	0 mm	ΔCdur,st	0 mm
ΔCdur,add	0 mm	ΔCdur,add	0 mm
Cmin	30 mm	Cmin	30 mm
ΔCdev	10 mm	ΔCdev	10 mm
Cnom	60 mm	Cnom	40 mm
Recubrimiento Mecánico	46 mm	Recubrimiento Mecánico	46 mm

Figura 26. Tabla de datos iniciales y cálculo del recubrimiento. Fuente: elaboración propia

En esta parte de la hoja se introducen datos iniciales acerca de la clase de exposición, tipo de elemento, materiales, armaduras y nos arroja el recubrimiento de las mismas entrando en las tablas del EC con los datos previos que se aportan.

clase de exposición	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XS2	XD2	XD3	XS3
fck	25	25	25	25	30	30	30	30	30	30	35
Clase estructural	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XS2	XD2	XD3	XS3
vida útil: 50 años	S4	S4	S4	S4	S4	S4	S4	S4			
vida útil: 100 años	2	2	2	2	2	2	2	2	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
fck >= 40	-1	-1	-1	-1	-1	0	0	0	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
tem adecuado + 100 años	0	0	-1	-1	-1	-4	-4	-4	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
tem adecuado + 50 años	0	0	-1	-1	-2	-3	-3	-3	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
Cmin,dur	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XS2	XD2	XD3	XS3
S1	10	10	10	10	15	30	30	30	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S2	10	10	10	10	20	35	35	35	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S3	15	15	15	15	20	40	40	35	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S4	15	15	20	20	25	40	40	35	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S5	20	20	25	25	30	50	50	45	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
S6	25	25	30	30	35	60	60	60	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
ΔCdur,y	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XS2	XD2	XD3	XS3
ARM. OTROS CEMENTOS	0	0	0	0	0	5	5	5	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
ARM. CEMENTO ADE	0	0	0	0	0	-5	-5	0	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
PRET. CEMENTO ADE	0	0	0	0	0	0	0	5	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
PRET. OTROS CEMENT	0	0	0	0	0	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
ΔCdur,st;Cdur,add	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XS1	XS2	XD2	XD3	XS3
OTROS CEMENTOS	0	0	0	0	0	-25	-25	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
CEMENTO ADECUADI	0	0	0	0	0	-5	-5	-10	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO
listas desplegables:	Viga	Armado	50	Si	400						
	Pilar	Pretensado	100	No	500						
	Muro										
	Losa										

Figura 27. Datos de la normativa objeto del cálculo de la anterior figura. Fuente: elaboración propia

Flexión					
Diagrama rectangular		ELU		PERMANENTES	
λ	0,8	Ned	-	kN	-
η	1	Med	-	kNm	-
Dominios de deformación		SOBRECARGA		COEFICIENTES	
ecu,e	0,00175	Mied	-34,8	kNm	
ecu,f	0,0035	M2ed	154,8	kNm	
ecu,d	-0,01				
Dimensiones sección		CARACTERÍSTICA			
b	1 m	Nc(=)	0	kN	
h	0,25 m	Nc(slim)	2013,425	kN	
d	0,204 m	Nc(=)	5000	kN	
d'	0,046 m	Mic(=)	0	kNm	
		Mic(slim)	309,3917	kNm	
		Mic(=)	395	kNm	
		M2c(=)	0	kNm	
		M2c(slim)	-8,729471	kNm	
		M2c(=)	-395	kNm	
ZONAB		Armadura requerida		Armadura mínima	
	X = -∞ m	As	0,002253 m²	As	0,000603 m²
		As'	0 m²	As'	0,000225 m²
Armadura a disponer		ARMADURA DISPUESTA A TRACCIÓN		ARMADURA DISPUESTA A COMPRESIÓN	
		Ø	20 mm	Ø	12 mm
		n*	5	n*	4
		As	0,002301 m²	As'	0,000452 m²
		Separación	0,1 m	Separación	0,277333 m
		¿CUMPLE?	Si	¿CUMPLE?	Si

Figura 28. Tablas para el cálculo del armado por flexión. Fuente: elaboración propia

En esta parte de la hoja se calculan las armaduras de cálculo por flexión. En ella se incluyen los parámetros del diagrama rectangular de cálculo, los dominios de deformación y las dimensiones de la sección. Para obtener las cuantías de armado, primero se identifica la zona de dimensionamiento:

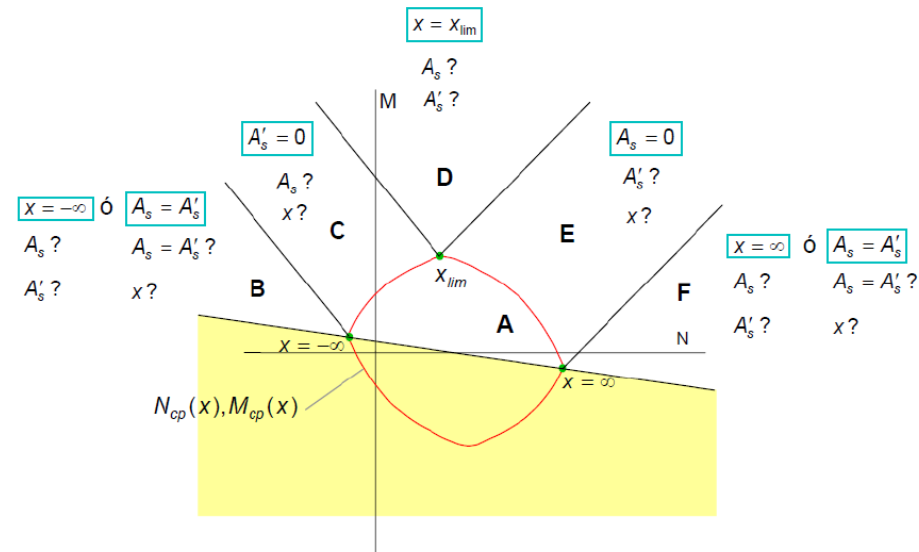


Figura 29. Representación de las zonas del diagrama N-M. Fuente: Apuntes "Hormigón Estructura I" Unidad Docente de Hormigón (UPV)

A través de:

ZONA	Condición	As	As'	α
ZONA A	no	0	0	-
ZONA B	Si	0,002253	-0,000507	-
ZONA C	No	0	0	0,520448
ZONA D	No	0	0	0,125839
ZONA E	No	0	0	#NUM!
ZONA F	No	0	0	-

Tensión Armadura ZONA F	350
-------------------------	-----

As	0,002253
As'	0

Obtención #0 ZONA C	
a	-6400
b	3264
c	34,8
#1	-0,010448
#2	0,520448
#0	0,520448
Nc(#0)	8327,164
M1c(#0)	-34,8
M2c(#0)	-1350,492

Figura 30. Tablas auxiliares para el cálculo del armado por flexión. Fuente: elaboración propia

Tras identificar el caso objeto de análisis, la hoja calcula los parámetros intermedia y resuelve el siguiente sistema:

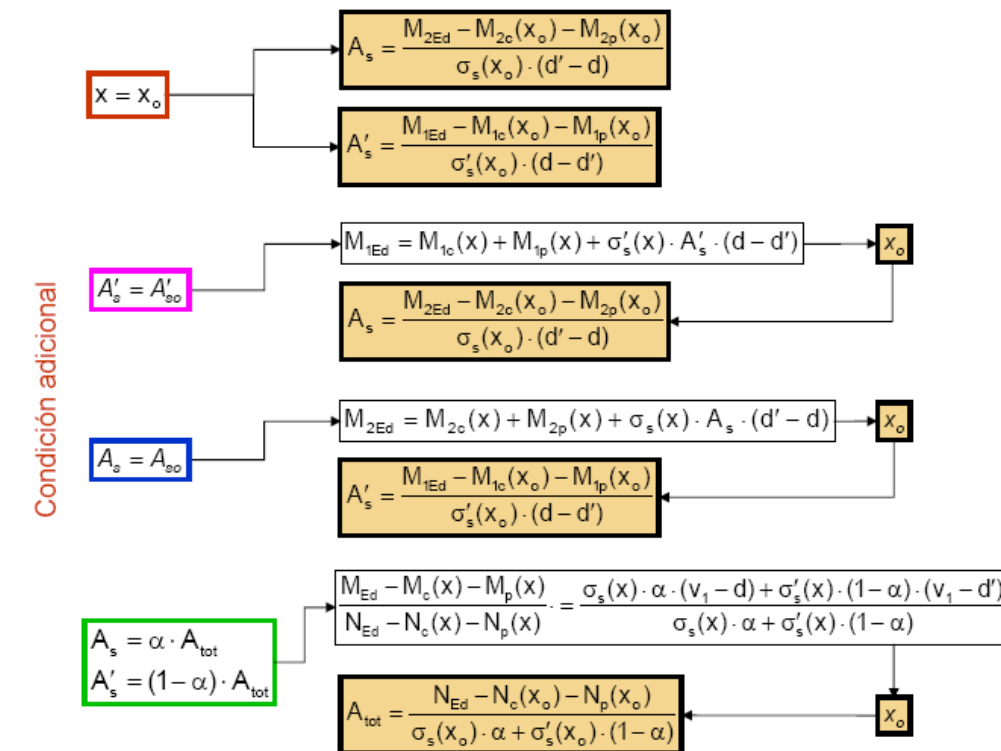


Figura 31. Formulación implementada en la hoja de cálculo para obtener la cuantía por flexión. Fuente: Apuntes "Hormigón Estructura I" Unidad Docente de Hormigón (UPV)

Además de calcular la armadura necesaria por flexión, también comprueba si se requiere armadura adicional por cortante y añade el incremento de armadura de tracción por cortante.

4.2 Modelo estructural

El modelo es una estructura tridimensional que combina elementos lineales (barras) con elementos bidimensionales (placas). Las barras están clasificadas en grupos y cada uno de ellos tiene definido una sección que lo diferencia del resto.

La definición de las uniones entre elementos se puede diferenciar entre aquellas que convergen en un punto y aquellas que precisan la utilización de un nudo de dimensión finita. Dentro de las últimas se han empleado nudos tipo Weld y tipo Body. Los primeros permiten agilizar la elaboración del modelo con un trabajo previo de planificación de la elaboración de los nudos de las vigas de piso y de la losa para solidarizar todos los nudos que disten menos de una tolerancia preestablecida. También son objeto de este tipo de nudo las uniones entre las vigas longitudinales y las de piso y cuchillos donde se modeliza la continuidad del nervio principal vinculando las barras que en el convergen a la dimensión física que corresponde con el nudo de dimensión finita. En el arco se han dispuesto varios nudos tipo Body en la transición de ancho entre la zona del arco central y la sección de arco adyacente y en la unión de las barras dispuestas en "cruz" para sustentar la primera de las péndolas.

En las siguientes imágenes se muestran las 3 vistas del modelo empleado, así como unas vistas en 3D con la visión de las secciones introducidas.

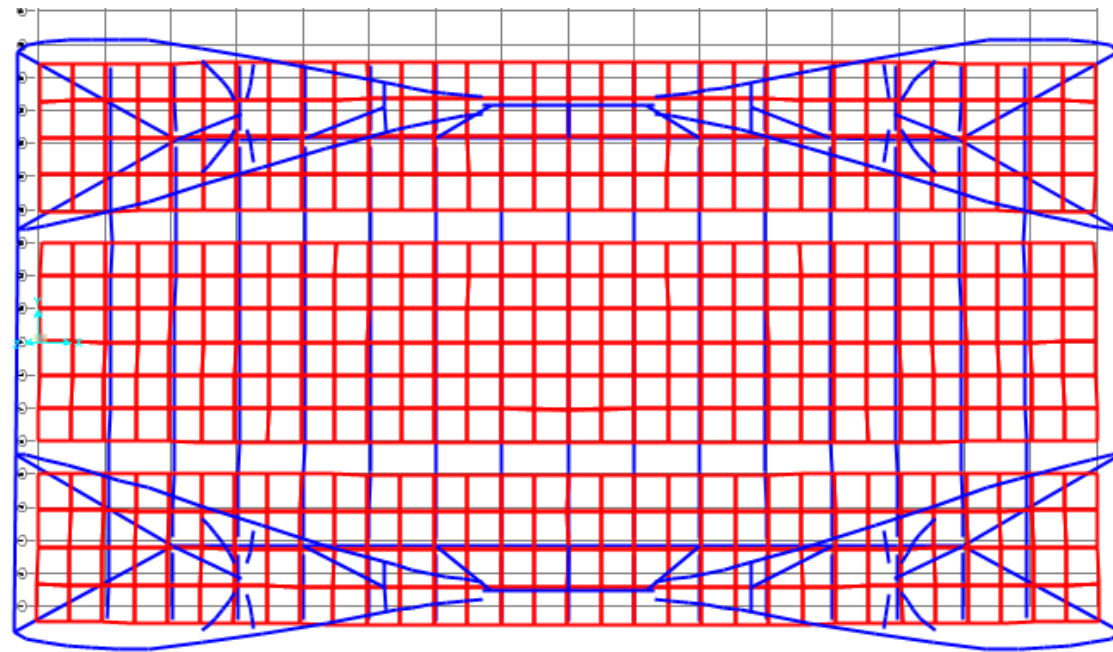


Figura 32. Planta del modelo. Fuente: SAP 2000

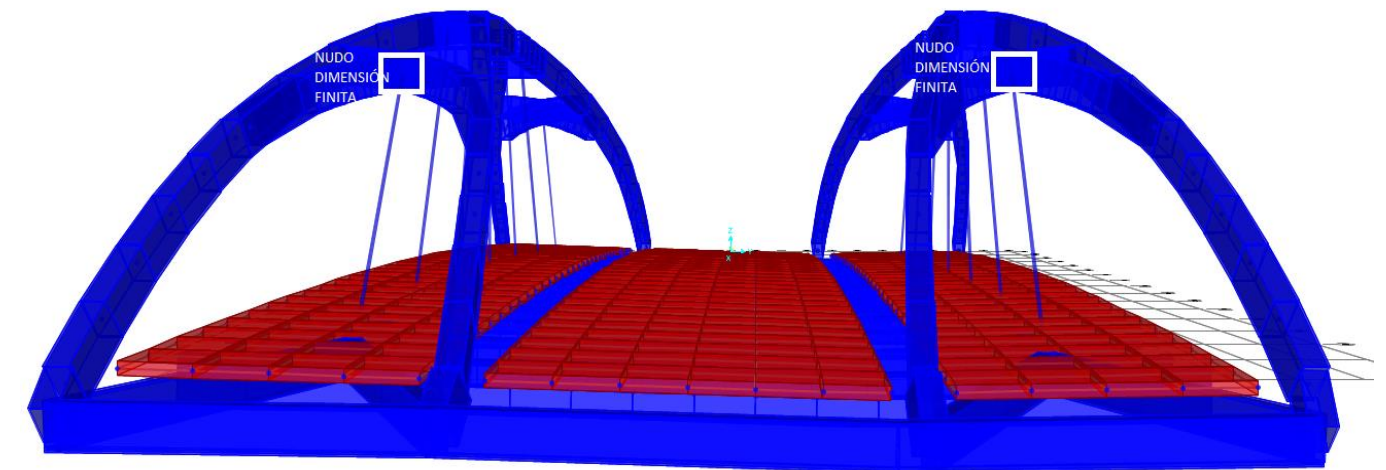


Figura 34. Perfil del modelo. Fuente: SAP 2000

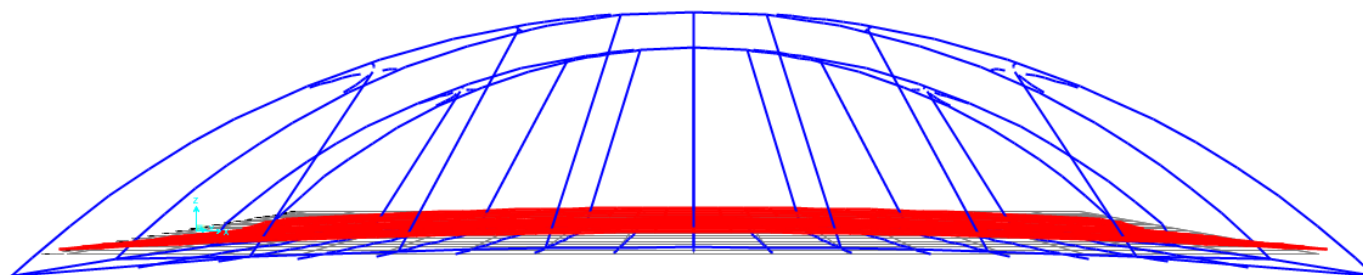


Figura 33. Alzado del modelo. Fuente: SAP 2000

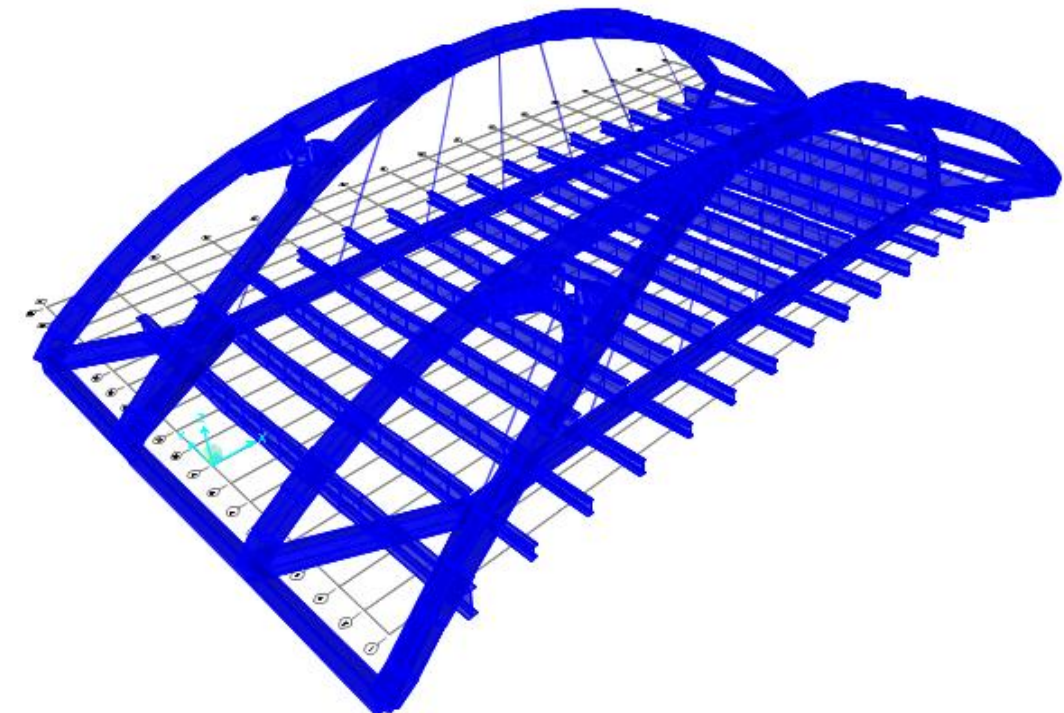


Figura 34. Vista 3D del modelo. Fuente: SAP 2000

En la figura siguiente se ha discretizado el modelo en los grupos para clarificar la descripción de las secciones:

El arco presenta cuatro tipos de secciones que son: arco central, arco de negativos, sujeción de las péndolas y arco. El tablero también tiene cuatro tipos de secciones: vigas de piso, cuchillos, vigas longitudinales y riostra. La vinculación entre ambos elementos está a cargo de las péndolas.

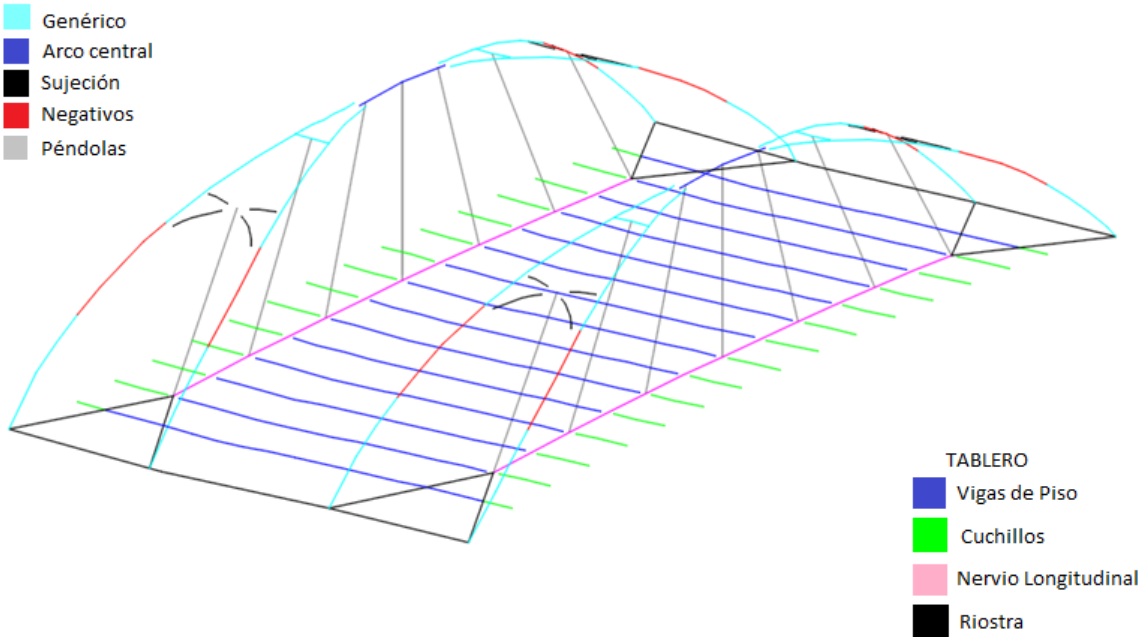


Figura 35. Representación de las secciones incluidas en el modelo. Fuente: elaboración propia

El arco del modelo en alzado es un arco de círculo y en planta sigue la directriz que se representa en planos. Las vigas del tablero siguen las pendientes longitudinal y transversal de la calzada. Las péndolas están conectadas a las vigas longitudinales en la proyección de su dirección sin hacer uso de un nudo de dimensión finita que respete la materialización de la unión por la equivalencia de resultados.

Para facilitar la reproducción del modelo se facilitan las coordenadas principales del arco (aquellas donde se anclan las péndolas), las coordenadas de la viga longitudinal y la de una viga de piso. Esta última será representada con un sistema local mientras que el arco y el nervio están en el sistema global del modelo estando el origen en el punto medio de la riostra que enlaza ambos arcos (estas coordenadas y otras complementarias se representan además en planos con mayor claridad).

Las coordenadas de las vigas longitudinales y las del arco son las siguientes:

Viga longitudinal izquierda													
Coordenada X (m)	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00
Coordenada Y (m)	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92	7.92
Cota Z (m)	2.70	2.76	2.87	2.93	2.97	2.99	3.00	2.99	2.97	2.93	2.87	2.76	2.70
Viga longitudinal derecha													
Coordenada X (m)	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00
Coordenada Y (m)	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92	-7.92
Cota Z (m)	2.70	2.76	2.87	2.93	2.97	2.99	3.00	2.99	2.97	2.93	2.87	2.76	2.70
Intersección de las péndolas con el eje del arco izquierdo													
Coordenada X (m)	5.00		10.00		15.00		20.00		25.00		30.00		35.00
Coordenada Y (m)	7.92		7.92		7.92		7.92		7.92		7.92		7.92
Cota Z (m)	4.9		7.11		8.4		8.7		8.4		7.11		4.9
Intersección de las péndolas con el eje del arco derecho													
Coordenada X (m)	5.00		10.00		15.00		20.00		25.00		30.00		35.00
Coordenada Y (m)	-7.92		-7.92		-7.92		-7.92		-7.92		-7.92		-7.92
Cota Z (m)	4.9		7.11		8.4		8.7		8.4		7.11		4.9

Las vigas de piso en coordenadas globales tendrán la suma de las coordenadas locales que se muestran en la figura 36 y las coordenadas de la viga longitudinal izquierda pues el eje de coordenadas locales para cada viga de piso varía según estas coordenadas.



Figura 36.Coordenadas de una viga de piso genérica. Fuente: elaboración propia

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
x	-1,00	-1,29	-0,20	0,20	1,29	2,69	3,89	4,94	6,29	7,54	8,79	10,04	11,29	12,49	13,88	14,98	15,18
y	0,04	0,02	0,00	0,00	-0,02	-0,04	-0,06	-0,04	0,04	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,37

En el Apéndice se muestran distintas tablas donde se recogen los datos iniciales (las coordenadas de los nudos, la conectividad de las barras, las coacciones de los nudos de dimensión finita y la asignación de los mismos. Del mismo modo se muestran los materiales, las secciones, las hipótesis de carga y las combinaciones consideradas) y los resultados obtenidos (desplazamientos de nudos, reacciones y esfuerzos en barras).

5. Hipótesis de carga procesadas

En la tabla se definen los estados de carga considerados para las diferentes combinaciones de carga que se han procesado.

Hipótesis de carga	
Caso de carga	descripción
Peso Propio	Peso propio y carga muerta de la estructura
aceras	Sobrecarga de uso en las aceras
F1	Un carril en un sentido y el otro en el otro
F2	La alternativa a F1
F3	Los dos carriles en un sentido
F4	La alternativa a F3
CL +	Carriles dispuestos para maximizar el flector positivo. CL longitudinal
CL -	Carriles dispuestos para maximizar el flector negativo CL longitudinal
arranque +	Carriles dispuestos para maximizar el flector positivo. Arranque longitudinal
arranque -	Carriles dispuestos para maximizar el flector negativo Arranque longitudinal
V1	Viento de mar a tierra y de abajo a arriba
V2	Viento de mar a tierra y de arriba abajo
V3	Viento de tierra a mar y de abajo a arriba
V4	Viento de tierra amar y de arriba abajo
grandiete +	Gradiente positivo en todos los elementos del tablero, entramado y losa
gradiente -	Gradiente negativo en todos los elementos del tablero, entramado y losa
tablero dilatando	Incremento uniforme de temperatura en todos los elementos del tablero
tablero contrayendo	Decremento uniforme de temperatura en todos los elementos del tablero
péndolas dilantado	Incremento uniforme de temperatura en la péndolas
péndolas contrayendo	Decremento uniforme de temperatura en la péndolas
arco dilatando	Incremento uniforme de temperatura enl arco
arco contrayendo	Decremento uniforme de temperatura en el arco

A continuación, con todas estas hipótesis añadidas al modelo de cálculo, en el mismo se han generado las combinaciones necesarias para dimensionar los elementos. La metodología a emplear ha sido planificada para obtener unos resultados prácticos en el entorno de anteproyecto en el que se está. Para dimensionar los elementos de la superestructura se ha obtenido una envolvente de máximos y mínimos no concomitantes pues la formulación usada para el cálculo no requiere del conocimiento de los mismos como ya se expondrá en su momento. Con ello, para obtener esta envolvente de máximos y mínimos se han generado las siguientes envolventes. Sin embargo, la naturaleza propia del arco exige que se precise en su cálculo al no ser objeto de este documento analizar el pandeo global del mismo por lo que se requiere conocer de qué holgura se dispone. Además, con el primer cálculo planteado, las riostras en el arranque no cumplen el ELU por lo que se ha de precisar el cálculo usando las expresiones de la EAE en estos dos elementos. La formulación de la EAE tiene como inputs la ley de esfuerzos que la combinación de cargas pésima genera, necesitando conocer los esfuerzos máximos y sus concomitantes. Las dos últimas combinaciones del cuadro se han obtenido precisamente para este último cálculo (a diferencia del resto, es una combinación de casos de carga y no de envolventes para conocer la ley real que genera en la barra).

Combinaciones		
combinación	descripción	tipo envolvente
frenado	se combinan los cuatro casos de carga de frenado	envelope
tráfico	se combinan los cuatro casos de carga de tráfico	envelope
viento	se combinan los cuatro casos de carga de viento	envelope
temperatura +	se suman los tres casos de carga de aumento de temperatura	linear add
temperatura -	se suman los tres casos de carga de decremento de temperatura	linear add
temperatura	se combianan las dos combinaciones anteriores y los gradientes	envelope
ELUC1	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico (D),aceras (D), frenado (D), viento y temperatura	linear add
ELUC2	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico,aceras, frenado, viento (D) y temperatura	linear add
ELUC3	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico ,aceras, frenado, viento y temperatura (D)	linear add
ELU característica	se combinan las tres combinaciones superiores	envelope
ELSF1	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico (D),aceras (D), frenado (D), viento y temperatura	linear add
ELSF2	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico,aceras, frenado, viento (D) y temperatura	linear add
ELSF3	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico ,aceras, frenado, viento y temperatura (D)	linear add
ELS frecuente	se combinan las tres combinaciones superiores	envelope
ESLC1	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico (D),aceras (D), frenado (D), viento y temperatura	linear add
ELSC2	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico,aceras, frenado, viento (D) y temperatura	linear add
ELSC3	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico ,aceras, frenado, viento y temperatura (D)	linear add
ELS característica	se combinan las tres combinaciones superiores	envelope
ELS cuasipermanente	se suman con coeficientes de combinación: Dead, tráfico ,aceras, frenado, viento y temperatura (D)	envelope
Comboarco	se suman con coeficientes de combinación: Dead, CL- (D),aceras (D),V1 y arco contrayendo	linear add
Comboarr	se suman con coeficientes de combinación: Dead, arranque + (D),aceras (D),V3, péndola dilatando y tablero dilatando	linear add

Tipos de combinación:

envelope: genera una envolvente de máximos y mínimos para varias hipótesis de carga sumando cada uno de los sumandos del mismo signo por separado y registrando ambas sumas.

linear add: suma las envolventes generadas.

6. Comprobaciones estructurales de Superestructura

6.1 Comprobaciones metálicas de Estado límite último

La ecuación que se va emplear para comprobar la resistencia de las secciones es una suma lineal de la contribución de esfuerzos. Estos esfuerzos tendrán su origen en una envolvente de máximos y mínimos generada a partir de envolventes por lo que no se podrá establecer relación entre los mismos limitando el cálculo a una aproximación del lado de la seguridad que encontraría justificación en la normativa si aquellos esfuerzos que se toman a nivel seccional se extendiesen a toda la barra para estar en condiciones del caso patrón. Para poder operar según la expresión expuesta en la EAE en el art. 35.5. “elementos sometidos a compresión y flexión” donde aparecen unos coeficientes de interacción para adaptar el caso patrón a la casuística de las solicitaciones, sería condición necesaria conocer la ley que genera cada una de las combinaciones de carga como combinaciones de hipótesis de carga y no con envolventes (que facilitan la definición de la casuística pero distorsionan el origen de cada una de las hipótesis imposibilitando la determinación de concomitantes).

El caso patrón que se acaba de citar considera los elementos de un solo vano simplemente apoyados con condiciones de apoyo de horquilla en sus extremos sometidos a esfuerzos constantes. En este caso se evaluará primero el **agotamiento de la sección**, y posteriormente se realizará allá donde se precise el cálculo preciso de la EAE y se comparará con el cálculo del software sap2000 (donde si resulta práctico operar con gran cantidad de parámetros). Se obtendrán así, los aprovechamientos adaptando el caso patrón al caso real, verificando que en aquellas barras en donde se produzca el agotamiento de la sección (bajo el primer cálculo), que este no se extienda a la rotura de la barra. Además, este cálculo preciso de la EAE valdrá para valorar la holgura real de la que se dispone en las barras para resistir inestabilidades globales que estén fuera del alcance de este anejo (pandeo global del arco)

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{\chi \times A \times f_y} + \frac{M_{y,ed} \times 1,05}{\chi_{lt} \times W_y \times f_y} + \frac{M_{z,ed} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

En esta expresión se verifica tanto la estabilidad local, con la definición de la clase de las secciones, como la estabilidad global con los coeficientes de pandeo mediante unos esfuerzos obtenidos con un análisis lineal de primer orden.

Definición y clasificación de la sección

La estabilidad local está protagonizada por la posibilidad de abolladura de la sección antes del inicio de fluencia. La EAE presenta la siguiente clasificación a través de la cual determina las rigideces a emplear en la formulación de agotamiento.

La clasificación de las secciones se llevará a cabo mediante la tabla 20.3.a, del artículo 20.3 de la EAE, que establece las esbelteces máximas para cada clase de los paneles comprimidos y flectados.

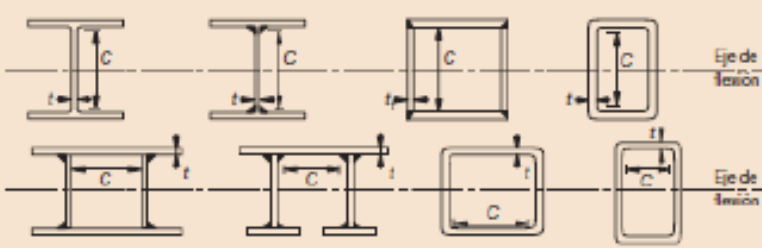
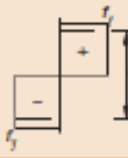
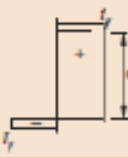

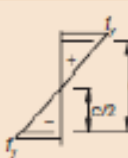
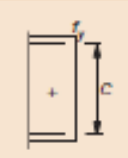
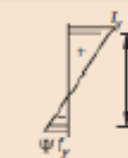
						
Clase	Panel flectado	Panel comprimido	Panel flexocomprimido			
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)						
1	$\frac{c}{t} \leq 72\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 33\epsilon$	Cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ Cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$\frac{c}{t} \leq 83\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 38\epsilon$	Cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ Cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Ley de tensiones en los paneles (compresión +)						
3	$\frac{c}{t} \leq 124\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 42\epsilon$	Cuando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ Cuando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{1 - \psi}$			
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y (N/mm^2)$	235	275	355	420	460
	α	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 36. Tabla para identificar la clase de la secciones. Fuente:EAE

Estabilidad global

La inestabilidad por pandeo por compresión y por flexión de eje fuerte están impedidas por el efecto diafragma de la losa. Tanto los nervios longitudinales con la triangulación que forma en el apoyo con su propia bifurcación y la riostra que une ambos arcos tienen el pandeo fuera de su plano impedido. También es de esta condición las vigas de piso y los cuchillos transversales. El arco si estará sometido a pandeo global que está fuera del alcance de este anteproyecto. Sin embargo, se reservará un espacio en este anejo donde se aproximará la holgura resistente de las secciones del arco para prever este fenómeno.

6.1.1. Vigas longitudinales

6.1.1.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.

Los esfuerzos se obtienen con el programa Sap2000 de todas las barras correspondientes a las vigas longitudinales para todas las combinaciones de acciones. Se muestran los esfuerzos máximos y mínimos, así como la sección más solicitada. Los aprovechamientos que arroja esta tabla revelará donde se produce el fallo en la rebanada más solicitada y se estudiará después la rotura de la barra si alguna de las secciones llega al agotamiento.

$$\frac{N \times 1000 \times 1,05}{282 \times 35500} + \frac{My \times 10^5 \times 1,05}{6062 \times 35500} + \frac{Mz \times 10^5 \times 1,05}{4163 \times 35500}$$

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Nervio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Aprov
8	0	Max	4176	223	32	4	48	737	0,781
8	0,5	Max	4176	210	32	4	37	643	0,735
8	1,0	Max	4176	231	32	4	26	538	0,684
8	1,5	Max	4176	251	35	4	22	423	0,634
8	2,0	Max	4176	272	37	4	19	298	0,590
8	2,5	Max	4176	305	39	4	18	188	0,553
8	0	Min	88	110	-13	-42	-25	244	
8	0,5	Min	88	131	-10	-42	-22	169	
8	1,0	Min	88	103	-8	-42	-19	110	
8	1,5	Min	88	72	-8	-42	-25	66	
8	2,0	Min	88	42	-8	-42	-38	32	
8	2,5	Min	88	11	-8	-42	-55	-28	

Figura 37. Envolvente de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

6.1.1.2 Agotamiento de la barra

La combinación determinante consta de un esfuerzo de tracción y de una flexión esviada. Esta flexión se analizará con dos casos de flexión simple y se añadirá en cada una de ellas un axil para simular el efecto de interacción mutuo.

Combinación de esfuerzos

N=4176KN Myy=737KN·m Mzz=48KN·m Vz=223KN Vy=32KN T=42KN·m

Alma

$$Ny = \frac{Mzz}{s} = 111\text{KN Myy}=737\text{KN}\cdot\text{m N}=4176\text{KN}$$

La suma de axiles sigue siendo de tracción por lo que se despreciará su efecto y se analizará el caso de panel flectado.

Panel flectado:

Panel flectado		
	c/t=	64,6666667
Clase 1	$\leq 72\epsilon$	58,32
Clase 2	$\leq 83\epsilon$	67,23
Clase 3	$\leq 124\epsilon$	100,44
Clase 4		

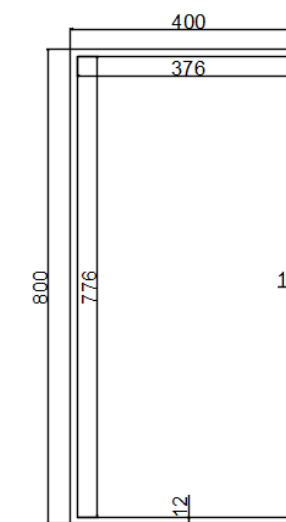


Figura 38. Sección de la viga longitudinal. Fuente: elaboración propia

Alas

$$Nz = \frac{Myy}{s} = 841\text{KN Mzz}=48\text{KN}\cdot\text{m N}=4176\text{KN}$$

La suma de axiles sigue siendo de tracción por lo que se despreciará su efecto y se analizará el caso de panel flectado

Panel flectado:

Panel flectado		
	c/t=	31,3333333
Clase 1	$\leq 72\epsilon$	58,32
Clase 2	$\leq 83\epsilon$	67,23
Clase 3	$\leq 124\epsilon$	100,44
Clase 4		

Por tanto, al ser clase 2 podemos hacer uso de la rigidez plástica de la sección para resistir las flexiones

6.1.1.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión

Previo al cálculo del aprovechamiento se debe comprobar que la interacción con el cortante y el torsor no limitan la capacidad resistente de la sección. Para ello, la EAE en el art. 34.7.3. expone que esta reducción por cortante no será necesaria cuando el cortante sea menor al 50% de la resistencia plástica de cálculo de la misma. Además, exige que en el supuesto de haber torsor se compruebe que, en las secciones huecas, en el art. 34.6., el cortante sea menor a:

$$V_{ed} = \sqrt{1 - \frac{\tau}{f_y/\sqrt{3}} \times V_{plrd}}$$

Los efectos de torsión de alabeo podrán ser despreciados para el caso de elementos con sección transversal hueca cerrada. Además, a pesar de estar en un caso de torsión no uniforme, se puede calcular como tal al ser una sección cerrada.

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{96 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 1874KN$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{\frac{Mt}{f_y}}{\frac{\sqrt{3}}{\gamma}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{\frac{4200000}{1908}}{\frac{35500}{\sqrt{3}} \times 1,05}\right) \times 1874 = 1858KN$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{192 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 3748KN$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{\frac{Mt}{f_y}}{\frac{\sqrt{3}}{\gamma}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{\frac{4200000}{1908}}{\frac{35500}{\sqrt{3}} \times 1,05}\right) \times 3748 = 3716KN$$

El torsor apenas merma la capacidad resistente de cortante y nuestro cortante de cálculo no supera la mitad de la capacidad resistente de la misma pudiendo despreciar ambos esfuerzos en la comprobación de axil y flector.

Las rigideces de la sección se resumen en:

Section Name: nervio longitudinal			
Properties:			
Cross-section (axial) area	0,0282	Section modulus about 3 axis	6,062E-03
Moment of Inertia about 3 axis	2,425E-03	Section modulus about 2 axis	4,146E-03
Moment of Inertia about 2 axis	8,292E-04	Plastic modulus about 3 axis	7,395E-03
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	4,573E-03
Shear area in 2 direction	0,0192	Radius of Gyration about 3 axis	0,2931
Shear area in 3 direction	9,600E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,1714
Torsional constant	1,908E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 39. Características mecánicas de la viga longitudinal. Fuente: SAP2000

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{A \times f_y} + \frac{M_{yed} \times 1,05}{W_y \times f_y} + \frac{M_{zed} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

$$\frac{4176100 \times 1,05}{282 \times 35500} + \frac{737 \times 10^5 \times 1,05}{6062 \times 35500} + \frac{48 \times 10^5 \times 1,05}{4163 \times 35500} = 0,781$$

El nervio longitudinal cumple con holgura y se podría pensar que estamos utilizando ineficientemente el acero de estas dos vigas. Sin embargo, su canto es necesario para cumplir el ELS y por continuidad estructural con las riostras las cuales están dimensionadas por cálculo.

6.1.2 Arco: sección central

6.1.2.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.

Los esfuerzos se obtienen con el programa Sap2000 de todas las barras correspondientes al arco central para todas las combinaciones de acciones. Se muestran los esfuerzos máximos y mínimos, así como la sección más solicitada. Los aprovechamientos que arroja esta tabla revelará donde se produce el fallo en la rebanada más solicitada y se estudiará después la rotura de la barra si alguna de las secciones llega al agotamiento.

$$\frac{N \times 1000 \times 1,05}{984 \times 35500} + \frac{M_y \times 10^5 \times 1,05}{31500 \times 35500} + \frac{M_z \times 10^5 \times 1,05}{29000 \times 35500}$$

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Arco Central
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Aprov
531	0,00	Max	-3634	555	24	40	70	7534	0,986
531	1,25	Max	-3635	568	24	40	72	6850	0,919
531	2,49	Max	-3635	580	24	40	72	6151	0,851
531	0,00	Min	-8120	216	-40	-56	-216	2351	
531	1,25	Min	-8121	228	-38	-56	-198	2075	
531	2,49	Min	-8121	241	-36	-56	-187	1775	

Figura 40. Envolvente de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

6.1.2.2 Agotamiento de la barra

La combinación determinante consta de un esfuerzo de compresión y de una flexión esviada. Esta flexión se analizará con dos casos de flexión simple y se añadirá en cada una de ellas un axil para simular el efecto de interacción mutuo.

Combinación de esfuerzos

N=-8120KN Myy=7534KN·m Mzz=216KN·m Vz=555KN Vy=240KN T=56KN·m

Alma

$$Ny = \frac{Mzz}{s} = 252KN \quad Myy=7534KN \cdot m \quad N=8120KN$$

Analizando la distribución de tensiones en el alma encontramos que está en flexión simple

Panel flectado		
	c/t=	30
Clase 1	$\leq 72\epsilon$	58,32
Clase 2	$\leq 83\epsilon$	67,23
Clase 3	$\leq 124\epsilon$	100,44
Clase 4		

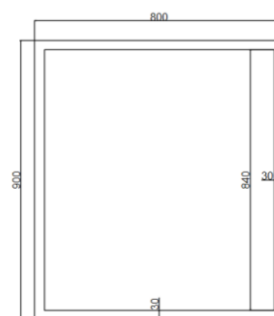


Figura 41. Sección del arco central, esbeltez del alma. Fuente: elaboración propia

Alas

$$Nz = \frac{Myy}{s} = -7793KN \quad Mzz=216KN \cdot m \quad N=-8120KN$$

Analizando la distribución de tensiones en el ala encontramos que está en flexocompresión.

Panel flexocompresión -0.5		
	c/t=	26,6666667
Clase 1	$\leq 36\epsilon/\alpha$	80,0147213
Clase 2	$\leq 41,5\epsilon/\alpha$	92,2391926
Clase 3		

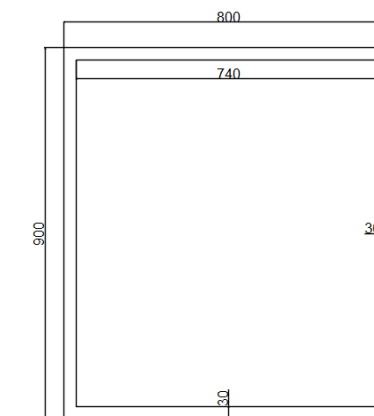


Figura 42. Sección del arco central, esbeltez de las alas. Fuente: elaboración propia

Por tanto, al ser clase 1 podemos hacer uso de la rigidez plástica de la sección para resistir los esfuerzos

6.1.2.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión

Previo al cálculo del aprovechamiento se debe comprobar que la interacción con el cortante y el torsor no limitan la capacidad resistente de la sección. Para ello, la EAE en el art. 34.7.3. expone que esta reducción por cortante no será necesaria cuando el cortante sea menor al 50% de la resistencia plástica de cálculo de la misma. Además, exige que en el supuesto de haber torsor se compruebe que en las secciones huecas, en el art. 34.6., el cortante sea menor a:

$$V_{ed} = \sqrt{1 - \frac{\tau}{f_y/\sqrt{3}} \times \frac{\gamma}{\gamma}} \times V_{plrd}$$

Los efectos de torsión de alabeo podrán ser despreciados para el caso de elementos con sección transversal hueca cerrada. Además, a pesar de estar en un caso de torsión no uniforme, se puede calcular como tal al ser una sección cerrada.

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{540 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 10540KN$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{5600000/16400}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 10540 = 10480KN$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{480 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 9369KN$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{5600000/16400}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 9369 = 9263KN$$

El torsor apenas merma la capacidad resistente de cortante y nuestro cortante de cálculo no supera la mitad de la capacidad resistente de la misma pudiendo despreciar ambos esfuerzos en la comprobación de axil y flector.

Las rigideces de la sección se resumen en:

Section Name: arco central			
Properties			
Cross-section (axial) area	0,0984	Section modulus about 3 axis	0,0268
Moment of Inertia about 3 axis	0,012	Section modulus about 2 axis	0,0251
Moment of Inertia about 2 axis	0,01	Plastic modulus about 3 axis	0,0315
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	0,029
Shear area in 2 direction	0,054	Radius of Gyration about 3 axis	0,3499
Shear area in 3 direction	0,048	Radius of Gyration about 2 axis	0,3193
Torsional constant	0,0164	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 43. Características mecánicas del arco central. Fuente: SAP2000

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{A \times f_y} + \frac{M_{yed} \times 1,05}{W_y \times f_y} + \frac{M_{zed} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

$$\frac{8120000 \times 1,05}{984 \times 35500} + \frac{7534 \times 10^5 \times 1,05}{31500 \times 35500} + \frac{216 \times 10^5 \times 1,05}{29000 \times 35500} = 0,986$$

Esta es la sección que compromete el cálculo de la estructura al estar sometida a las cargas más altas de forma puntual originándole una flexión positiva de envergadura. El aprovechamiento de la sección es alto y a priori insuficiente al tener que evaluar el pandeo global del arco. No obstante, es momento de matizar que esta formulación lineal de comprobación no es real y con el método de la EAE podríamos reducir los sumandos de flexión con los coeficientes de interacción que se calcularán más adelante para garantizar que la holgura es suficiente para resistir la inestabilidad global.

6.1.3 Arco: sección negativos

6.1.3.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.

Los esfuerzos se obtienen con el programa Sap2000 de todas las barras correspondientes a las secciones del arco sometidas a flexión negativa para todas las combinaciones de acciones. Se muestran los esfuerzos máximos y mínimos, así como la sección más solicitada. Los aprovechamientos que arroja esta tabla revelará donde se produce el fallo en la rebanada más solicitada y se estudiará después la rotura de la barra si alguna de las secciones llega al agotamiento.

$$\frac{N \times 1000 \times 1,05}{804 \times 35500} + \frac{M_y \times 10^5 \times 1,05}{19200 \times 35500} + \frac{M_z \times 10^5 \times 1,05}{13600 \times 35500}$$

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Arco negativos
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Aprov
377	0	Max	-2860	183	43	-35	728	-1029	0,748
377	0,7	Max	-2857	189	43	-35	722	-1077	0,761
377	1,5	Max	-2854	194	43	-35	716	-1130	0,775
377	0	Min	-6075	52	-12	-107	337	-3152	
377	0,7	Min	-6071	57	-12	-107	331	-3270	
377	1,5	Min	-6068	63	-12	-107	315	-3393	

Figura 44. Envolvente de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

6.1.3.2 Agotamiento de la barra

La combinación determinante consta de un esfuerzo de compresión y de una flexión esviada. Esta flexión se analizará con dos casos de flexión simple y se añadirá en cada una de ellas un axil para simular el efecto de interacción mutuo.

Combinación de esfuerzos

N=-6068KN Myy=3393KN·m Mzz=716KN·m Vy=43KN Vz=194KN T=107KN·m

Alma

$$N_y = \frac{M_{zz}}{s} = 1371KN \text{ Myy}=3393KN \cdot m \text{ N}=-6068KN$$

Analizando la distribución de tensiones en el alma encontramos que está en flexión simple.

Panel flectado		
	c/t=	28
Clase 1	≤ 72ε	58,32
Clase 2	≤ 83ε	67,23
Clase 3	≤ 124ε	100,44
Clase 4		

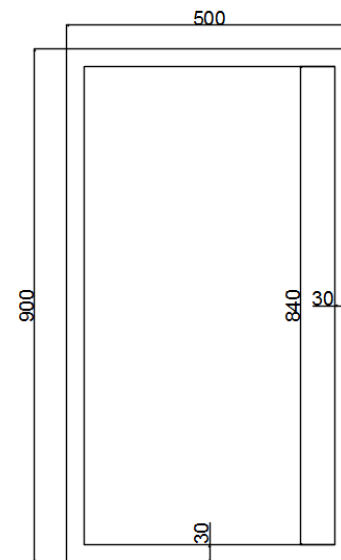


Figura 45. Sección del arco en la zona de negativos, esbeltez del alma. Fuente: elaboración propia

Alas

$$N_z = \frac{M_{yy}}{s} = -3260 \text{KN} \quad M_{zz} = 728 \text{KN} \cdot \text{m} \quad N = -6074 \text{KN}$$

Analizando la distribución de tensiones en el ala encontramos que está en flexión simple.

Panel flectado		
	c/t=	16,66
Clase 1	≤ 72ε	58,32
Clase 2	≤ 83ε	67,23
Clase 3	≤ 124ε	100,44
Clase 4		

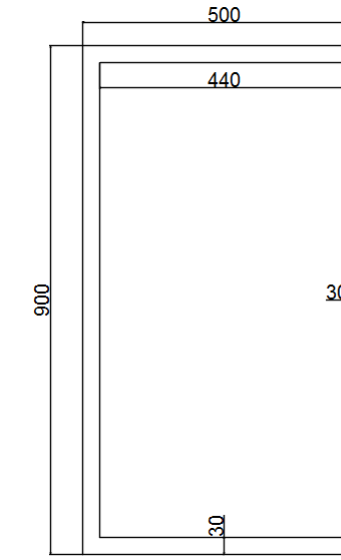


Figura 46. Sección del arco en la zona de negativos, esbeltez del alma. Fuente: elaboración propia

Por tanto, al ser clase 1 podemos hacer uso de la rigidez plástica de la sección para resistir los esfuerzos

6.1.3.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión

Previo al cálculo del aprovechamiento se debe comprobar que la interacción con el cortante y el torsor no limitan la capacidad resistente de la sección. Para ello, la EAE en el art. 34.7.3. expone que esta reducción por cortante no será necesaria cuando el cortante sea menor al 50% de la resistencia plástica de cálculo de la misma. Además, exige que en el supuesto de haber torsor se compruebe que, en las secciones huecas, en el art. 34.6., el cortante sea menor a:

$$V_{ed} = \sqrt{1 - \frac{\tau}{f_y/\sqrt{3}} \times \frac{\gamma}{V_{plrd}}}$$

Los efectos de torsión de alabeo podrán ser despreciados para el caso de elementos con sección transversal hueca cerrada. Además, a pesar de estar en un caso de torsión no uniforme, se puede calcular como tal al ser una sección cerrada.

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{540 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 10540 \text{KN}$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{10700000/7487}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 10540 = 10281 \text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{300 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 5856 \text{KN}$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{f_y/\sqrt{3}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{10700000/7487}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 5856 = 5571 \text{ KN}$$

El torsor apenas merma la capacidad resistente de cortante y nuestro cortante de cálculo no supera la mitad de la capacidad resistente de la misma pudiendo despreciar ambos esfuerzos en la comprobación de axil y flector.

Las rigideces de la sección se resumen en:

Section Name: arco negativos			
Properties:			
Cross-section (axial) area	0.0804	Section modulus about 3 axis	0.0192
Moment of Inertia about 3 axis	8.643E-03	Section modulus about 2 axis	0.0136
Moment of Inertia about 2 axis	3.412E-03	Plastic modulus about 3 axis	0.0236
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0156
Shear area in 2 direction	0.054	Radius of Gyration about 3 axis	0.3279
Shear area in 3 direction	0.03	Radius of Gyration about 2 axis	0.206
Torsional constant	7.487E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Figura 47. Características mecánicas del arco en la zona de negativos. Fuente: SAP2000

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{A \times f_y} + \frac{M_{yed} \times 1,05}{W_y \times f_y} + \frac{M_{zed} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

$$\frac{6068000 \times 1,05}{804 \times 35500} + \frac{3393 \times 10^5 \times 1,05}{23600 \times 35500} + \frac{716 \times 10^5 \times 1,05}{15600 \times 35500} = 0,775$$

Esta sección esta discriminada dentro del arco por verse sometida a flectores de negativos en las zonas de arranque debido a la curvatura del arco en la misma. El aprovechamiento de la sección es alto y habría que evaluar el pandeo global del arco. Se deberá garantizar que la holgura es suficiente para resistir la inestabilidad global.

6.1.4 Arco: sección genérica

6.1.4.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.

Los esfuerzos se obtienen con el programa Sap2000 de todas las barras correspondientes a las secciones del arco que no han sido objeto de evaluación hasta ahora, para todas las combinaciones de acciones. Se muestran los esfuerzos máximos y mínimos, así como la sección más solicitada. Los aprovechamientos que arroja esta tabla revelará donde se produce el fallo en la rebanada más solicitada y se estudiará después la rotura de la barra si alguna de las secciones llega al agotamiento.

$$\frac{N \times 1000 \times 1,05}{675 \times 35500} + \frac{M_y \times 10^5 \times 1,05}{16300 \times 35500} + \frac{M_z \times 10^5 \times 1,05}{11700 \times 35500}$$

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Arco negativo
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Aprov
380	0	Max	-	-	150	88	644	-925	0,775
			2619	261					
380	0,7	Max	-	-	150	88	532	-726	0,671
			2622	257					
380	1,5	Max	-	-	150	88	425	-524	0,569
			2625	252					
380	0	Min	-	-	50	-1	240	-2512	
			5902	722					
380	0,7	Min	-	-	48	-1	204	-1983	
			5905	718					
380	1,5	Min	-	-	46	-1	164	-1457	
			5908	714					

Figura 48. Envolvente de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

6.1.4.2 Agotamiento de la barra

La combinación determinante consta de un esfuerzo de compresión y de una flexión esviada. Esta flexión se analizará con dos casos de flexión simple y se añadirá en cada una de ellas un axil para simular el efecto de interacción mutuo.

Combinación de esfuerzos

N=-5902KN Myy=2512KN·m Mzz=644KN·m Vy=150KN Vz=722KN T=88KN·m

Alma

$$N_y = \frac{M_{zz}}{s} = -1220 \text{ KN } Myy=2512 \text{ KN·m } N=-5902 \text{ KN}$$

Analizando la distribución de tensiones en el alma encontramos que está en flexión simple.

Panel flectado		
	c/t=	34
Clase 1	≤ 72ε	58,32
Clase 2	≤ 83ε	67,23
Clase 3	≤ 124ε	100,44
Clase 4		

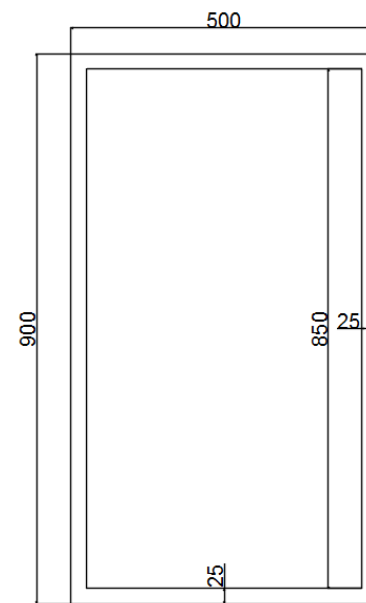


Figura 49. Sección del arco, esbeltez del alma. Fuente: elaboración propia

Alas

$$N_z = \frac{M_{yy}}{s} = -1498 \text{KN} \quad M_{zz} = 425 \text{KN}\cdot\text{m} \quad N = -5907 \text{KN}$$

Analizando la distribución de tensiones en el ala encontramos que está en flexión simple.

Panel flectado		
	c/t=	17,6
Clase 1	≤ 72ε	58,32
Clase 2	≤ 83ε	67,23
Clase 3	≤ 124ε	100,44
Clase 4		

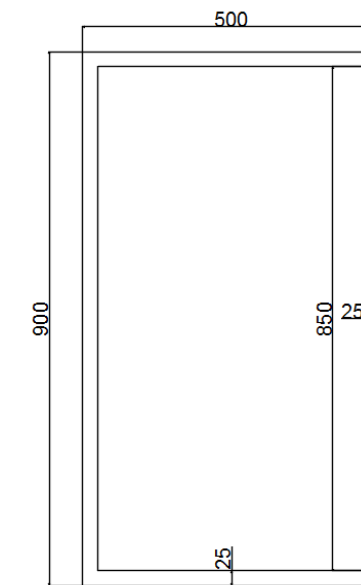


Figura 50. Sección del arco, esbeltez del ala. Fuente: elaboración propia

Por tanto, al ser clase 1 podemos hacer uso de la rigidez plástica de la sección para resistir los esfuerzos

6.1.4.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión

Previo al cálculo del aprovechamiento se debe comprobar que la interacción con el cortante y el torsor no limitan la capacidad resistente de la sección. Para ello, la EAE en el art. 34.7.3. expone que esta reducción por cortante no será necesaria cuando el cortante sea menor al 50% de la resistencia plástica de cálculo de la misma. Además, exige que en el supuesto de haber torsor se compruebe que, en las secciones huecas, en el art. 34.6., el cortante sea menor a:

$$V_{ed} = \sqrt{1 - \frac{\tau}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}} \times V_{plrd}$$

Los efectos de torsión de alabeo podrán ser despreciados para el caso de elementos con sección transversal hueca cerrada. Además, a pesar de estar en un caso de torsión no uniforme, se puede calcular como tal al ser una sección cerrada.

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{450 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 8784 \text{KN}$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{8800000/6398}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 8784 = 8770 \text{KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{250 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 5380 \text{KN}$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{8800000/6398}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 5380 = 5362 \text{ KN}$$

El torsor apenas merma la capacidad resistente de cortante y nuestro cortante de cálculo no supera la mitad de la capacidad resistente de la misma pudiendo despreciar ambos esfuerzos en la comprobación de axil y flector.

Las rigideces de la sección se resumen en:

Section Name: arco			
Properties			
Cross-section (axial) area	0,0675	Section modulus about 3 axis	0,0163
Moment of Inertia about 3 axis	7,345E-03	Section modulus about 2 axis	0,0117
Moment of Inertia about 2 axis	2,920E-03	Plastic modulus about 3 axis	0,02
Product of Inertia about 2-3	0	Plastic modulus about 2 axis	0,0132
Shear area in 2 direction	0,045	Radius of Gyration about 3 axis	0,3299
Shear area in 3 direction	0,025	Radius of Gyration about 2 axis	0,208
Torsional constant	6,398E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0

Figura 51. Características mecánicas del arco. Fuente: SAP2000

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{A \times f_y} + \frac{M_{yed} \times 1,05}{W_y \times f_y} + \frac{M_{zed} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

$$\frac{5902000 \times 1,05}{675 \times 35500} + \frac{2512 \times 10^5 \times 1,05}{20000 \times 35500} + \frac{644 \times 10^5 \times 1,05}{13200 \times 35500} = 0,775$$

Esta sección genérica representa la globalidad del arco y cabe destacar que se podría reducir el espesor de la chapa. Sin embargo, el espesor de chapa busca ser una transición del espesor de las zonas más comprometidas para facilitar la canalización de las isostáticas. El aprovechamiento de la sección es alto y habría que evaluar el pandeo global del arco. Se deberá garantizar que la holgura es suficiente para resistir la inestabilidad global.

6.1.5 Triangulación

6.1.5.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.

Los esfuerzos se obtienen con el programa Sap2000 de todas las barras correspondientes a las secciones que conforman la triangulación en el arranque para todas las combinaciones de acciones. Se muestran los esfuerzos máximos y mínimos, así como la sección más solicitada. Los aprovechamientos que arroja esta tabla revelará donde se produce el fallo en la rebanada más solicitada y se estudiará después la rotura de la barra si alguna de las secciones llega al agotamiento.

$$\frac{N \times 1000 \times 1,05}{684 \times 35500} + \frac{M_y \times 10^5 \times 1,05}{17500 \times 35500} + \frac{M_z \times 10^5 \times 1,05}{11700 \times 35500}$$

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Triangulación
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Aprov
36	0	Max	3914	46	68	48	76	663	0,306
36	2,9	Max	3913	10	68	48	71	831	0,358
36	2,9	Max	5719	1082	-63	681	-11	675	0,578
36	3,5	Max	5719	1099	-63	681	40	151	0,612
36	7,0	Max	5714	1190	-63	681	759	-2078	1,269
36	0	Min	850	-170	-11	-10	5	-285	
36	2,9	Min	849	-134	-11	-10	-161	-116	
36	2,9	Min	2608	430	-254	312	-363	-1334	
36	3,5	Min	2609	433	-254	312	-215	-1753	
36	7,0	Min	2613	372	-254	312	236	-4694	

Figura 52. Envolvente de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

6.1.5.2 Agotamiento de la barra

La combinación determinante consta de un esfuerzo de tracción y de una flexión esviada. Esta flexión se analizará con dos casos de flexión simple y se añadirá en cada una de ellas un axil para simular el efecto de interacción mutuo.

Combinación de esfuerzos

N= 5714KN Myy=4694KN·m Mzz=759KN·m Vy=254KN Vz=1190KN T=312KN·m

Alma

$$N_y = \frac{M_{zz}}{s} = -1438 \text{ KN Myy}=4694 \text{ KN}\cdot\text{m N}=5714 \text{ KN}$$

Analizando la distribución de tensiones en el alma encontramos que está a flexión:

Panel flectado		
	c/t=	24,67
Clase 1	≤ 72ε	58,32
Clase 2	≤ 83ε	67,23
Clase 3	≤ 124ε	100,44
Clase 4		

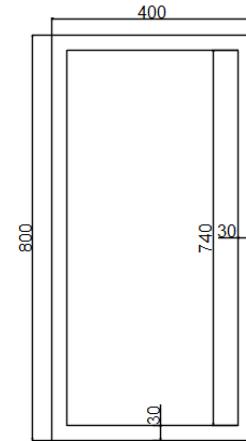


Figura 53. Sección de la riostra, esbeltez del alma. Fuente: elaboración propia

Alas

$$N_z = \frac{M_{yy}}{s} = -4828 \text{ KN} \quad M_{zz} = 719 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad N = 5714 \text{ KN}$$

Analizando la distribución de tensiones en el ala encontramos que está a flexión

Panel flectado		
	c/t=	11,3333333
Clase 1	$\leq 72\epsilon$	58,32
Clase 2	$\leq 83\epsilon$	67,23
Clase 3	$\leq 124\epsilon$	100,44
Clase 4		

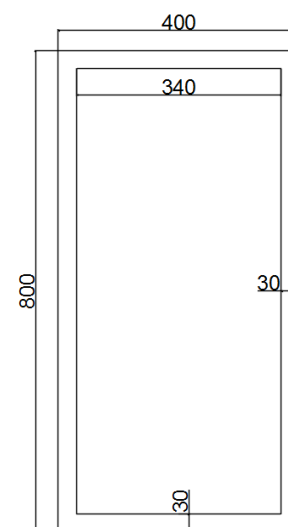


Figura 54. Sección de la riostra, esbeltez del ala. Fuente: elaboración propia

Por tanto, al ser clase 1 podemos hacer uso de la rigidez plástica de la sección para resistir los esfuerzos

6.1.5.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión

Previo al cálculo del aprovechamiento se debe comprobar que la interacción con el cortante y el torsor no limitan la capacidad resistente de la sección. Para ello, la EAE en el art. 34.7.3. expone que esta reducción por cortante no será necesaria cuando el cortante sea menor al 50% de la resistencia plástica de cálculo de la misma. Además, exige que en el supuesto de haber torsor se compruebe que en las secciones huecas, en el art. 34.6., el cortante sea menor a:

$$V_{ed} = \sqrt{1 - \frac{\tau}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}} \times V_{plrd}$$

Los efectos de torsión de alabeo podrán ser despreciados para el caso de elementos con sección transversal hueca cerrada. Además, a pesar de estar en un caso de torsión no uniforme, se puede calcular como tal al ser una sección cerrada.

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{480 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 9370 \text{ KN}$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{31200000/4272}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 9370 = 7190 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{240 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 4685 \text{ KN}$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{31200000/4272}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 4685 = 2758 \text{ KN}$$

El torsor apenas merma la capacidad resistente de cortante y nuestro cortante de cálculo no supera la mitad de la capacidad resistente de la misma pudiendo despreciar ambos esfuerzos en la comprobación de axil y flector.

Las rigideces de la sección se resumen en:

Section Name: riostra			
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0684	Section modulus about 3 axis	0.014
Moment of Inertia about 3 axis	5.585E-03	Section modulus about 2 axis	9.215E-03
Moment of Inertia about 2 axis	1.843E-03	Plastic modulus about 3 axis	0.0175
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.0106
Shear area in 2 direction	0.048	Radius of Gyration about 3 axis	0.2858
Shear area in 3 direction	0.024	Radius of Gyration about 2 axis	0.1641
Torsional constant	4.272E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Figura 55. Características mecánicas de la riostra. Fuente: SAP2000

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{A \times f_y} + \frac{M_{yed} \times 1,05}{W_y \times f_y} + \frac{M_{zed} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

$$\frac{5714000 \times 1,05}{684 \times 35500} + \frac{4694 \times 10^5 \times 1,05}{17500 \times 35500} + \frac{759 \times 10^5 \times 1,05}{10600 \times 35500} = 1,269$$

Esta sección representa la triangulación que redirige las compresiones del arco al tirante y como se observa con la primera hipótesis conservadora de cálculo empleada no cumple debiendo realizar un nuevo cálculo según la EAE para verificar que cumple el estado límite último.

6.1.6. Sujeción de las péndolas

6.1.6.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.

Los esfuerzos se obtienen con el programa Sap2000 de todas las barras correspondientes a las sujeciones de las péndolas para todas las combinaciones de acciones. Se muestran los esfuerzos máximos y mínimos, así como la sección más solicitada. Los aprovechamientos que arroja esta tabla revelará donde se produce el fallo en la rebanada más solicitada y se estudiará después la rotura de la barra si alguna de las secciones llega al agotamiento.

$$\frac{N \times 1000 \times 1,05}{411 \times 35500} + \frac{M_y \times 10^5 \times 1,05}{12300 \times 35500} + \frac{M_z \times 10^5 \times 1,05}{8204 \times 35500}$$

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Sujeción
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Aprov
396	0	Max	314	500	841	257	750	880	0,517
396	0,2	Max	314	500	841	257	597	788	0,438
396	0,4	Max	314	501	841	257	454	696	0,362
396	0	Min	152	6	53	48	161	213	
396	0,2	Min	152	7	53	48	144	209	
396	0,4	Min	153	8	53	48	128	204	

Figura 56. Envolvente de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

6.1.6.2 Agotamiento de la barra

La combinación determinante consta de un esfuerzo de tracción y de una flexión esviada. Esta flexión se analizará con dos casos de flexión simple y se añadirá en cada una de ellas un axil para simular el efecto de interacción mutuo.

Combinación de esfuerzos

N= 314KN Myy=880KN·m Mzz=750KN·m Vz=841KN Vy=500KN T=257KN·m

Alma

$$N_y = \frac{M_{zz}}{s} = -1739\text{KN} \quad M_{yy}=880\text{KN}\cdot\text{m} \quad N=314\text{KN}$$

Analizando la distribución de tensiones en el alma encontramos que está a flexión:

Panel flectado		
	c/t=	64,66
Clase 1	$\leq 72\epsilon$	58,32
Clase 2	$\leq 83\epsilon$	67,23
Clase 3	$\leq 124\epsilon$	100,44
Clase 4		

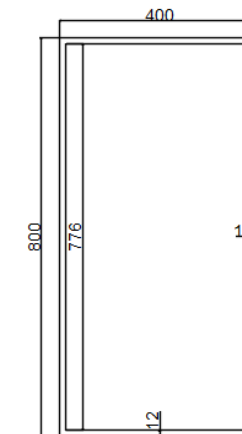


Figura 57. Sección de la sujeción, esbeltez del alma. Fuente: elaboración propia

Alas

$$N_z = \frac{M_{yy}}{s} = -1005\text{KN} \quad M_{zz}=750\text{KN}\cdot\text{m} \quad N=151\text{KN}$$

Analizando la distribución de tensiones en el ala encontramos que está a flexión

Panel flectado		
	c/t=	31,33
Clase 1	$\leq 72\epsilon$	58,32
Clase 2	$\leq 83\epsilon$	67,23
Clase 3	$\leq 124\epsilon$	100,44
Clase 4		

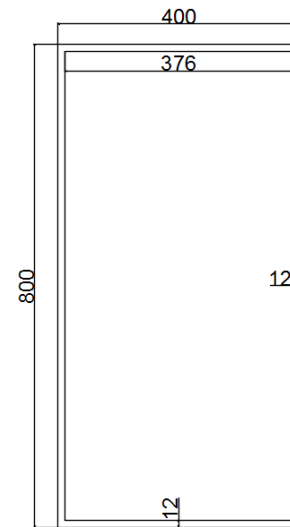


Figura 58. Sección de la sujeción, esbeltez del alma. Fuente: elaboración propia

Por tanto, al ser clase 2 podemos hacer uso de la rigidez plástica de la sección para resistir los esfuerzos

6.1.6.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión

Previo al cálculo del aprovechamiento se debe comprobar que la interacción con el cortante y el torsor no limitan la capacidad resistente de la sección. Para ello, la EAE en el art. 34.7.3. expone que esta reducción por cortante no será necesaria cuando el cortante sea menor al 50% de la resistencia plástica de cálculo de la misma. Además, exige que en el supuesto de haber torsor se compruebe que, en las secciones huecas, en el art. 34.6., el cortante sea menor a:

$$V_{ed} = \sqrt{1 - \frac{\tau}{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma}}} \times V_{plrd}$$

Los efectos de torsión de alabeo podrán ser despreciados para el caso de elementos con sección transversal hueca cerrada. Además, a pesar de estar en un caso de torsión no uniforme, se puede calcular como tal al ser una sección cerrada.

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{270 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 5270KN$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{25700000/4034}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 5270 = 4982KN$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{150 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 2927KN$$

$$V_{ed} = \left(1 - \frac{M_t/W_t}{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma}}\right) \times V_{plrd} = \left(1 - \frac{25700000/4034}{\frac{35500/\sqrt{3}}{1,05}}\right) \times 2927 = 2615KN$$

El torsor apenas merma la capacidad resistente de cortante y nuestro cortante de cálculo no supera la mitad de la capacidad resistente de la misma pudiendo despreciar ambos esfuerzos en la comprobación de axil y flector.

Las rigideces de la sección se resumen en:

Section Name: cruceta			
Properties			
Cross-section (axial) area	0,0411	Section modulus about 3 axis	0,0102
Moment of Inertia about 3 axis	4,584E-03	Section modulus about 2 axis	7,391E-03
Moment of Inertia about 2 axis	1,848E-03	Plastic modulus about 3 axis	0,0123
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	8,204E-03
Shear area in 2 direction	0,027	Radius of Gyration about 3 axis	0,334
Shear area in 3 direction	0,015	Radius of Gyration about 2 axis	0,212
Torsional constant	4,034E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 59. Características mecánicas de la sujeción. Fuente: SAP2000

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{A \times f_y} + \frac{M_{yed} \times 1,05}{W_y \times f_y} + \frac{M_{zed} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

$$\frac{314000 \times 1,05}{411 \times 35500} + \frac{880 \times 10^5 \times 1,05}{12300 \times 35500} + \frac{750 \times 10^5 \times 1,05}{8204 \times 35500} = 0,517$$

Esta sección representa las sujeciones que se generan en el arco para poder sustentar las péndolas y están diseñadas por continuidad constructiva y estética por lo que justifica su bajo aprovechamiento.

6.1.7 Vigas de piso

6.1.7.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.

Los esfuerzos se obtienen con el programa Sap2000 de todas las barras correspondientes a las vigas de piso para todas las combinaciones de acciones. Se muestran los esfuerzos máximos y mínimos, así como la sección más solicitada. Los aprovechamientos que arroja esta tabla revelará donde se produce el fallo en la rebanada más solicitada y se estudiará después la rotura de la barra si alguna de las secciones llega al agotamiento.

$$\frac{N \times 1000 \times 1,05}{202 \times 35500} + \frac{M_y \times 10^5 \times 1,05}{6615 \times 35500} + \frac{M_z \times 10^5 \times 1,05}{613 \times 35500}$$

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Viga Piso
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Aprov
119	0	Max	329	-155	34	0	22	963	0,572
119	0,6	Max	329	-154	34	0	4	1324	0,626
119	1,2	Max	329	-153	34	0	25	1687	0,880
119	0	Min	-45	-609	-38	0	-24	407	
119	0,6	Min	-45	-608	-38	0	-3	506	
119	1,2	Min	-45	-606	-38	0	-22	603	

Figura 60. Envolvente de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

6.1.7.2 Agotamiento de la barra

La combinación determinante consta de un esfuerzo de tracción y de una flexión esviada. Esta flexión se analizará con dos casos de flexión simple y se añadirá en cada una de ellas un axil para simular el efecto de interacción mutuo.

Las vigas de piso tienen un trato en el predimensionamiento diferente al resto de elementos de la estructura. Esto se debe a que es el elemento más industrializado del puente y es en el en el que se puede abaratar costes en materia de acero, no solo por la repercusión directa en su reducción de sección transversal sino porque es el elemento que contribuye con mayor protagonismo al peso propio del entramado y como tal supone una carga importante en el peso total. Unas vigas de piso optimizadas repercutirán muy positivamente en toda la estructura. Analizando los esfuerzos a los que está sometida se aprecia con simplicidad que es la flexión el único esfuerzo de peso. Por ello, se buscará optimizar una sección en doble T a razón de solicitar la pieza únicamente a flexión tratando de llevarlo incluso a la clase 4 que define el código de estructuras metálicas ya que al concentrar las tensiones principalmente en las alas no supone un inconveniente que el alma abolle parcialmente. Con estas premisas y con un flector de 1600 KN·m se buscará una relación espesor/canto del alma inferior a las 10 milésimas que es la relación mínima para entrar en la clase 3. Se tomará por tanto 8 milésimas y se requerirá un módulo elástico de:

$$W = \frac{1600 \times 10^5}{35500} = 4507 \text{ cm}^3$$

Ese módulo elástico se amplificará un 20% porque la formulación de predimensionamiento a usar está deducida suponiendo clase 3 y la sección objeto del cálculo será clase 4.

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3 \times W \times 1,2}{2 \times \beta}} = \sqrt{\frac{3 \times 4507 \times 1,2}{2 \times 0,008}} = 100,7 \text{ cm}$$

$$A_p = \frac{W \times 1,1}{h_{opt}} - \frac{1}{6} \times \beta \times h_{opt} = \frac{4507 \times 1,1}{96,4} - \frac{1}{6} \times 0,008 \times 96,4 = 51,3 \text{ cm}^2$$

Las alas se diseñarán clase 3 para buscar el fallo al inicio de la fluencia y que no abolle previo a ella. La clasificación de las secciones de la EAE establece para alas comprimidas una esbeltez límite para ser validada como clase 3 y esa será la que se usará para optimizar la sección. Entrando en tabla se obtiene que el ancho de la sección debe ser menor que 22,68 el espesor del ala

$$b/2tf \leq 14\varepsilon \text{ siendo } \varepsilon = 0,81$$

$$A_p = b \times tf = 51,3 \text{ cm} \quad A_p = 22,68 t^2 f = 1,5 \text{ cm} \quad b = 35 \text{ cm}$$

$$t_w = 0,008 \times 100,7 = 8,05 \text{ mm (chapa de 10mm)}$$

Por motivos comerciales de espesores de chapa acabamos utilizando una relación de milésimas obteniéndose clase 3 no cumpliendo el objetivo inicial aunque desviándose poco de él. Por lo tanto, se armará la viga de piso con un canto total de 1000mm, un ancho de 350mm y unos espesores de alma y ala de 10mm y 15mm respectivamente.

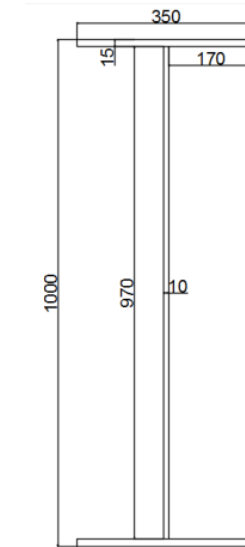


Figura 61. Sección de la viga de piso. Fuente: elaboración propia

Combinación de esfuerzos

$$N = 329 \text{ KN} \quad M_{yy} = 1687 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad M_{zz} = 25 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad V_z = 153 \text{ KN} \quad V_y = 35 \text{ KN} \quad T = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Alma

El alma estará solicitada únicamente a flexión puesto que comparte eje con la flexión débil. El predimensionamiento de la pieza ha forzado a que esta sea de clase 3.

Alas

Las alas reciben la compresión que genera el eje fuerte, la proporción de axil que le corresponde ponderando a razón de las áreas y una distribución lineal debido al eje débil. Estas, se ha predimensionado para que fuese clase 3.

6.1.7.3 Comprobación de elementos sometidos a axil y flexión

Previo al cálculo del aprovechamiento se debe comprobar que la interacción con el cortante y el torsor no limita la capacidad resistente de la sección. Para ello, la EAE en el art. 34.7.3. expone que esta reducción por cortante no será necesaria cuando el cortante sea menor al 50% de la resistencia plástica de cálculo de la misma.

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{100 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 1952 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma} = \frac{87,5 \times \left(\frac{35500}{\sqrt{3}}\right)}{1,05} = 1708KN$$

Ninguno de los cortantes supera la mitad de la resistencia plástica de la sección por lo que no reducirán el límite elástico disponible para resistir las tensiones longitudinales

Las rigideces de la sección se resumen en:

Section Name: viga piso			
Properties			
Cross-section (axial) area	0,0202	Section modulus about 3 axis	6,615E-03
Moment of Inertia about 3 axis	3,308E-03	Section modulus about 2 axis	6,130E-04
Moment of Inertia about 2 axis	1,073E-04	Plastic modulus about 3 axis	7,524E-03
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	9,430E-04
Shear area in 2 direction	0,01	Radius of Gyration about 3 axis	0,4047
Shear area in 3 direction	8,750E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0729
Torsional constant	1,087E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 62. Características mecánicas de la viga de piso. Fuente: SAP2000

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{A \times f_y} + \frac{M_{yed} \times 1,05}{W_y \times f_y} + \frac{M_{zed} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

$$\frac{329000 \times 1,05}{202 \times 35500} + \frac{1687 \times 10^5 \times 1,05}{6615 \times 35500} + \frac{25 \times 10^5 \times 1,05}{613 \times 35500} = 0,88$$

Las vigas de piso en su sección más solicitada trabajan por encima del 90 % haciendo un uso del acero bastante digno. Cabe destacar que se plantea una transición lineal de canto en las proximidades del nervio longitudinal pues en esta zona bajan las flexiones no necesitando 100 cm de canto.

6.1.8 Péndolas

6.1.8.1 Envolvente de esfuerzos y agotamiento de la sección.

Los esfuerzos se obtienen con el programa Sap2000 de todas las barras correspondientes a las péndolas para todas las combinaciones de acciones. Se muestran los esfuerzos máximos y mínimos, así como la sección más solicitada. Los aprovechamientos que arroja esta tabla revelará donde se produce el fallo en la rebanada más solicitada y se estudiará después la rotura de la barra si alguna de las secciones llega al agotamiento.

$$\frac{N \times 1000 \times 1,05}{56.74 \times 46000}$$

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Péndola
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Aprov
522	0	Max	2346	-1	0	0	0	0	0,987
522	3,7	Max	2344	0	0	0	0	2	0,986
522	7,5	Max	2342	1	0	0	0	0	0,985
522	0	Min	809	-1	0	0	0	0	
522	3,7	Min	807	0	0	0	0	2	
522	7,5	Min	805	1	0	0	0	0	

Figura 63. Envolvente de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

La combinación determinante consta de un esfuerzo de tracción.

Combinación de esfuerzos

N= 2346KN

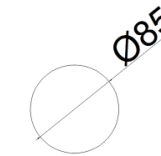


Figura 64. Sección de la péndola. Fuente: elaboración propia

6.1.8.2 Comprobación de elementos sometidos a tracción

El art. 34.2. expone que el valor de cálculo del esfuerzo axil de tracción Ned deberá cumplir que:

$$N_{ed} \leq N_{trd}$$

$$\text{Siendo } N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma}$$

Para un acero de alto límite elástico S460 se tiene un límite elástico de 460 MPa.

$$N_{trd} = \frac{56,74 \times 46000}{1,05} = 2485 KN$$

$$2346 \leq 2485$$

Las péndolas más solicitadas, las más próximas a los estribos, trabajan próximas a su capacidad final. Las demás péndolas también tienen aprovechamientos superiores al 70% considerando la utilización de un único diámetro de péndola.

6.1.9 Cuchillos

Se han excluido del cálculo debido a que su corto vuelo junto con la contribución de la losa genera solicitaciones muy bajas y aprovechamientos ínfimos sobredimensionando los mismos por continuidad y estética.

6.1.10 Cálculo preciso EAE

Este subapartado dentro del anejo de cálculo se realiza para comprobar/garantizar que haya suficiente holgura en el arco (pandeo global) y verificar la no rotura de la triangulación.

La EAE presenta dos métodos para obtener los parámetros de interacción y se van a calcular en este documento según el método 2 aunque los valores obtenidos con el programa de cálculo se obtuvieron con el primero de los métodos pues este presenta mayor cantidad de parámetros que lo hacen práctico únicamente al usar un software.

Tabla 35.3.c (a)
Método 2. Coeficientes de interacción k_{ij} para elementos no susceptibles a deformaciones por torsión

Coeficiente de interacción	Tipo de sección	Supuesto de diseño	
		Propiedades elásticas secciones clase 3 ó 4	Propiedades plásticas secciones clase 1 ó 2
k_{yy}	En doble T (I) Huecas rectangulares (SHR)	$C_{my} \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{zz}	I SHR	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	I SHR	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
k_{zz}	I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	SHR	$\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Nota: Para secciones en doble T (perfiles I o H) y para secciones huecas rectangulares sometidas a axil y a flexión uniaxial $M_{y,z}$ el coeficiente k_{yy} puede tomarse igual a cero.

Figura 65. Tabla para calcular los coeficientes de interacción. Fuente: EAE

Tabla 35.3.c (c)
Método 2. Factores C_{mi} para la obtención del momento equivalente uniforme

Diagrama de momento	Rango	C_{my} y C_{mz} y $C_{my,zT}$	
		Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 \cdot (-\psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_s$
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,90 + 0,1 \cdot \alpha_s$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_s$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,90 + 0,1 \cdot \alpha_s \cdot (1 + 2\psi)$

Utilizando el método 2, para elementos con modo de pandeo traslacional se adoptará: $C_{my} = 0,9$ o $C_{mz} = 0,9$.
Utilizando el método 2, C_{my} , C_{mz} y $C_{my,zT}$ deberían obtenerse de acuerdo con el diagrama de momentos flectores existente entre los correspondientes puntos de arriostramiento.

Figura 66. Tabla para calcular el momento equivalente. Fuente: EAE

6.1.10.1 Arco central

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
529	0	COMBARCO	Combination	-7992	529	-13	-24	71	7504
529	1,2	COMBARCO	Combination	-7992	542	-15	-24	88	6837
529	2,5	COMBARCO	Combination	-7993	555	-17	-24	108	6154

Figura 67. Envoltura de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{A \times f_y} + k_{yy} \times \frac{M_{y, max} \times 1,05}{W_y \times f_y} + k_{yz} \frac{M_{z, max} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

Cálculo de los parámetros de interacción

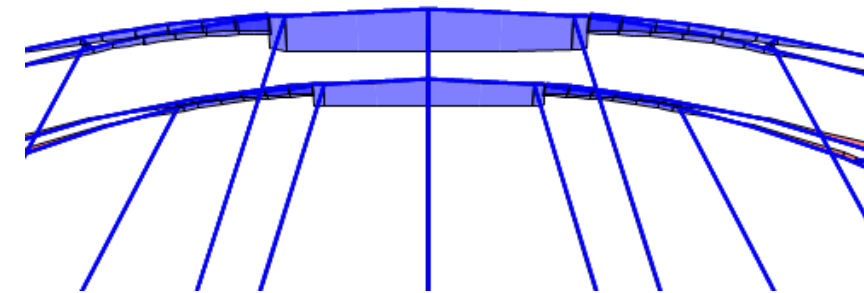


Figura 68. Ley de momentos flectores de eje fuerte en el arco central. Fuente: SAP2000

La ley de flectores de eje fuerte varía linealmente de un mínimo de 6154 a 7504 KN·m. Entrando en la primera fila de la tabla 35.3.c (c) se obtiene el coeficiente C_m como:

$$0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$$

Siendo ψ la relación entre los momentos extremos, 0.82, por lo tanto,

$$0,6 + 0,4 \times 0,82 \geq 0,4$$

$$0,928 \geq 0,4$$

Para hallar el parámetro de interacción se debe entrar en la tabla 35.3.c (a) en la fila dispuesta para las secciones huecas rectangulares con propiedades plásticas.

$$C_{my} \times (1 + (\lambda - 0,2) \times \frac{N_{ed}}{\chi_{Nr} k}) \leq C_{my} (1 + 0,8 \times \frac{N_{ed}}{\chi_{Nr} k})$$

$$0.928 \times (1 + (0.093 - 0.2) \times \frac{7992}{33268}) \leq 0.928(1 + 0.8 \times \frac{7992}{33268})$$

$$0.904 \leq 1.1044$$

$$K_{yy}=0.904$$

La ley de flectores de eje débil varía linealmente de un mínimo de 71 a 108 KN·m. Entrando en la primera fila de la tabla 35.3.c (c) se obtiene el coeficiente Cm como:

$$0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$$

Siendo ψ la relación entre los momentos extremos, 0.65, por lo tanto,

$$0,6 + 0,4 \times 0.65 \geq 0,4$$

$$0.86 \geq 0,4$$

Para hallar el parámetro de interacción se debe entrar en la tabla 35.3.c (a) en la fila dispuesta para las secciones huecas rectangulares con propiedades plásticas.

$$C_{mz} \times (1 + (\lambda - 0.2) \times \frac{N_{ed}}{\frac{\chi N_{rk}}{\gamma}}) \leq C_{mz}(1 + 0.8 \times \frac{N_{ed}}{\frac{\chi N_{rk}}{\gamma}})$$

$$0.86 \times (1 + (0.102 - 0.2) \times \frac{7992}{33268}) \leq 0.86(1 + 0.8 \times \frac{7992}{33268})$$

$$0.8397 \leq 1.1044$$

$$K_{zz}=0.8397$$

$$K_{yz}= 0.6 \cdot K_{zz}$$

$$K_{yz}=0.503$$

$$A = \frac{7993000 \times 1,05}{984 \times 35500} + 0,904 \times \frac{7504 \times 10^5 \times 1,05}{31500 \times 35500} + 0.503 \times \frac{108 \times 10^5 \times 1,05}{29000 \times 35500} = 0,88$$

6.1.10.2 Triangulación

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
36	0	COMBARR	Combination	2928	-103	48	5	66	472
36	2,9	COMBARR	Combination	2924	-29	48	5	-71	661
36	2,9	COMBARR	Combination	5199	1082	-228	686	-289	-12
36	3,5	COMBARR	Combination	5198	1099	-228	686	-139	-729
36	7,0	COMBARR	Combination	5194	1190	-228	686	661	-4756

Figura 69. Envolvente de esfuerzos en la barra crítica. Fuente: SAP2000

$$\frac{N_{ed} \times 1,05}{A \times f_y} + k_{yy} \times \frac{M_{y, max} \times 1,05}{W_y \times f_y} + k_{yz} \frac{M_{z, max} \times 1,05}{W_z \times f_y}$$

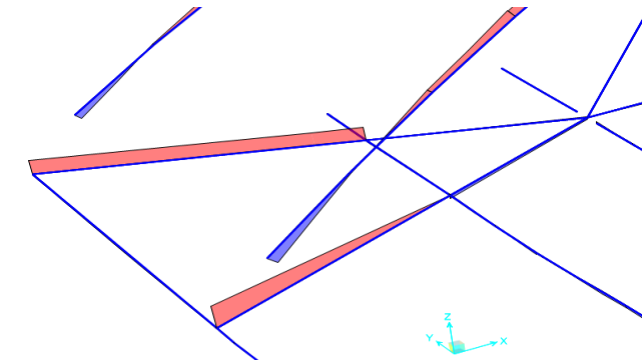


Figura 70. Ley de momentos flectores de eje fuerte en la triangulación. Fuente: SAP2000

Cálculo de los parámetros de interacción

La ley de flectores de eje fuerte varía linealmente de un mínimo de -4756 a -12 KN·m. Entrando en la primera fila de la tabla 35.3.c (c) se obtiene el coeficiente Cm como:

$$0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$$

Siendo ψ la relación entre los momentos extremos, 0, por lo tanto,

$$0,6 - 0,4 \times 0 \geq 0,4$$

$$0.6 \geq 0,4$$

Para hallar el parámetro de interacción se debe entrar en la tabla 35.3.c (a) en la fila dispuesta para las secciones huecas rectangulares con propiedades plásticas.

$$C_{my} \times (1 + (\lambda - 0.2) \times \frac{N_{ed}}{\frac{\chi N_{rk}}{\gamma}}) \leq C_{my}(1 + 0.8 \times \frac{N_{ed}}{\frac{\chi N_{rk}}{\gamma}})$$

$$0.6 \times \left(1 + (0 - 0.2) \times \frac{5194}{33268}\right) \leq 0.6 \left(1 + 0.8 \times \frac{5194}{33268}\right)$$

$$0.5812 \leq 0.6299$$

$$K_{yy}=0.5812$$

La ley de flectores de eje débil varía linealmente de un mínimo de -289 a 661 KN·m. Entrando en la primera fila de la tabla 35.3.c (c) se obtiene el coeficiente C_m como:

$$0.6 + 0.4 \times \psi \geq 0.4$$

Siendo ψ la relación entre los momentos extremos, -0.43, por lo tanto,

$$0.6 + 0.4 \times 0.65 \geq 0.4$$

$$0.42 \geq 0.4$$

Para hallar el parámetro de interacción se debe entrar en la tabla 35.3.c (a) en la fila dispuesta para las secciones huecas rectangulares con propiedades plásticas.

$$C_{mz} \times \left(1 + (\lambda - 0.2) \times \frac{N_{ed}}{\chi N_{rk}}\right) \leq C_{mz} \left(1 + 0.8 \times \frac{N_{ed}}{\chi N_{rk}}\right)$$

$$0.42 \times \left(1 + (0 - 0.2) \times \frac{5194}{33268}\right) \leq 0.42 \left(1 + 0.8 \times \frac{5194}{33268}\right)$$

$$0.4068 \leq 0.47$$

$$K_{zz}=0.4068$$

$$K_{yz}=0.6 \times K_{zz}$$

$$K_{yz}=0.283$$

$$A = \frac{5194000 \times 1.05}{684 \times 35500} + 0.5812 \times \frac{4756 \times 10^5 \times 1.05}{17500 \times 35500} + 0.283 \times \frac{661 \times 10^5 \times 1.05}{10600 \times 35500} = 0.74$$

6.2 Comprobaciones metálicas de Estado límite de servicio

6.2.1 Estado límite de deformaciones

Para cumplir con este estado límite hay que cumplir lo exigido en el art. 37.3.1 de la EAE teniendo en puentes de carretera un valor de rigidez que garantice para la combinación frecuente el cumplimiento de las flechas expuestas en la IAP 11 de:

$$L/1200 \text{ en puentes urbanos con aceras transitables}$$

siendo L la luz del vano.

La limitación de flecha será de 3,525cm.

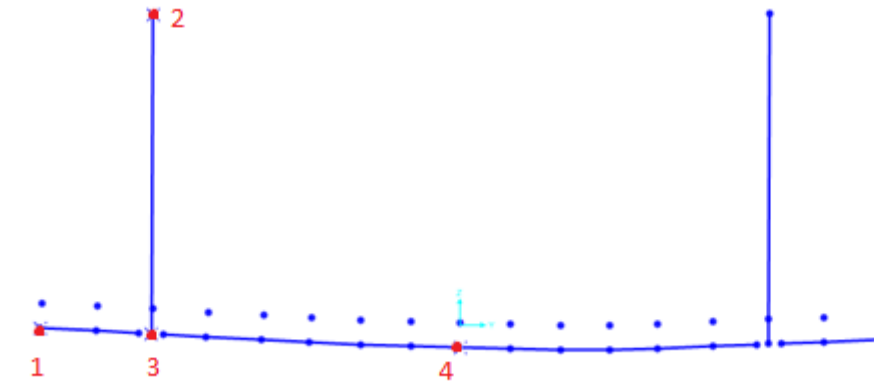


Figura 71. Representación de los puntos críticos para el ELS de deformaciones. Fuente: SAP2000

1. Sección extrema en el voladizo de la acera. (No coincide con el CL longitudinal si no un cuchillo antes). Flecha=1,9cm.
2. Conexión de las péndolas con el arco. (Para CL longitudinal). Flecha=2,23cm.
3. Conexión péndola-nervio longitudinal. (Coincide con CL longitudinal). Flecha= 2,46cm.
4. Centro luz de la viga de piso. (Coincide con el CL longitudinal). Flecha= 3,48cm

Se verifica por tanto el ELS de deformaciones. No obstante, hay que matizar que en estas fechas no están incluidas aquellas que genera el peso propio de la estructura al contar solo la flecha activa y que habría que dar una contraflecha del mismo valor que la que produciría las cargas permanentes.

1. Sección extrema en el voladizo de la acera. (No coincide con el CL longitudinal si no un cuchillo antes). Flecha=4,37cm.
2. Conexión de las péndolas con el arco. (Para CL longitudinal). Flecha=4,42cm.
3. Conexión péndola-nervio longitudinal. (Coincide con CL longitudinal). Flecha= 4,77cm.
4. Centro luz de la viga de piso. (Coincide con el CL longitudinal). Flecha= 5,5 cm

6.2.2 Estado límite de plastificaciones locales

Atendiendo al art 41.1., "es necesario efectuar la comprobación del estado límite de plastificaciones locales en: todos los elementos estructurales de acero de puentes".

Por lo tanto, deberán limitarse las tensiones máximas bajo la combinación poco probable a:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq f_y$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\sigma_{co,Ed,ser} = \sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq f_y$$

elemento	sección	S11	S12	S13	Scomp
péndola	522	329	0,774	0,562	329
arco central	529	147,6	9,5	5,7	147,7
arco genérico	380	87,2	0,409	9,1	87,2
arco negativos	377	108	5,5	3,9	108
triangulación	36	352,09	51	32	353,1
viga de piso	119	228,9	0	0,109	228,9
sujeción	396	139,2	53	56	139,7
nervio	8	156,7	15,4	7	156,8

Figura 72. Tensiones en las secciones más solicitadas para el ELS de plastificaciones. Fuente: SAP2000

Todas las tensiones de comparación son inferiores al límite elástico de 355MPa (440MPa para las péndolas).

6.2.3 Estado límite de vibraciones

Según el apartado 7.2.1, en puentes con zonas peatonales, se considera verificado el estado límite de servicio de vibraciones ya que se cumple con el criterio de limitación de flechas verticales establecido en el apartado 7.1.1 de la IAP11.

6.3 Comprobaciones hormigón de Estado límite último

El objetivo de este apartado es diseñar el armado de la losa y definirlo mediante los planos y croquis necesarios para el anteproyecto. Además, se justificarán las longitudes de anclaje y empalme necesarias.

A efectos de cálculo se considerará que la losa en su totalidad pertenece a una región B pues no es objeto de este anteproyecto analizar las regiones D que se generan a partir de la concentración de cargas y demás discontinuidades. Los esfuerzos que se obtienen de SAP se tomarán de la zona central de las placas para evitar distorsiones originadas por el propio modelo y se extrapolarán estos al resto de la placa. Para proceder a armar la losa, los esfuerzos de la sección más desfavorable se extenderán por toda la zona de armado que se haya definido.

La clase de exposición es XS1 por estar en un ambiente marino sin contacto directo con el agua del mar y la vida útil de 100 años. Estamos en CLASE ESTRUCTURAL S2. El recubrimiento mínimo está limitado por durabilidad en la zona inferior y superior. Este recubrimiento mínimo (C_{min}) es de 30mm. A este recubrimiento mínimo hay que añadirle la desviación (ΔC_{dev}) que en este caso es de 10mm. El recubrimiento nominal de las armaduras (C_{nom}) es de 40mm.

En cuanto a los materiales se tiene un hormigón cuya resistencia característica (f_{ck}) es de 30 MPa y un acero cuyo límite elástico (f_{yk}) es de 500 MPa.

Por último, antes de empezar con el armado de la losa, se diferenciarán las siguientes cinco zonas de armado:

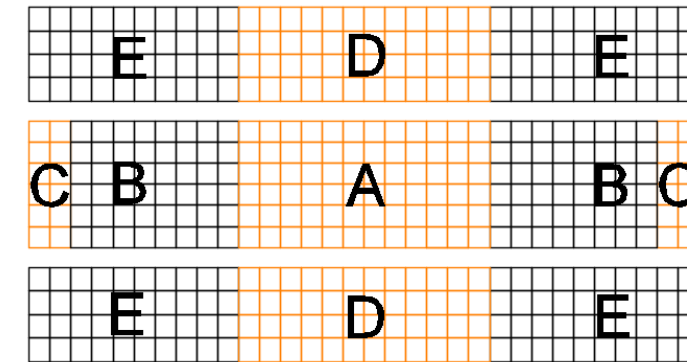


Figura 73. Zonas de armado. Fuente: elaboración propia

6.3.1 Cuantías de armado mínimo

En una losa encontramos según las normativas de aplicación tres cuantías que clasificaremos como geométricas, mecánicas y de fisuración.

La primera de ellas la fija la EHE08 y es una cuantía de 0.9por mil para un acero de f_{yk} 500Mpa y se extiende en ambas caras y direcciones.

La cuantía mecánica aparece en el Art. 9.2.1.1 EC-2y equivale a:

$$A_{s,min} \cdot f_{yd} = \frac{f_{ct,m,fl}}{4.8} \cdot b \cdot h$$

siendo $f_{ct,m,fl}$:

$$f_{ctm, fl} = \max \left(1,6 - \frac{0,25}{1000} \right) * f_{ctm}; f_{ctm}$$

b es el ancho de la sección y h el canto. Esta cuantía se dispone para evitar la rotura frágil de la pieza e irá en aquellas caras en las que se disponga armadura por flexión como ya se especificará para cada caso particular.

La última cuantía que se dispone es por fisuración y es de aplicación siempre que la pieza se vea sometida a M mayores al M_{fis} de la pieza. La armadura de fisuración responde a la siguiente formulación (Art. 7.3.2 EC-2):

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$$

siendo:

- $k_c = 0.4$
- $k = 1$ (más desfavorable)
- $f_{ct,eff} = f_{ctm}$
- A_{ct} = área de hormigón a tracción
- σ_s = la tensión máxima permitida en la armadura después de la formación de la fisura de valor que se obtiene de la tabla del apartado 7.3.3 del EC-2 con el diámetro de las barras y abertura de fisura.

$$A_{s,min,fis} = \frac{k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct}}{\sigma_s}$$

6.3.2 Cuantías de cálculo y propuesta de armado

6.3.2.1 Losa Central

La losa central representa la calzada y comprende las zonas A, B, y C.

6.3.2.1.1 Zona A

Dentro de la zona A se distinguen tres carriles de igual ancho que se distribuyen en media calzada formando un par simétrico de tres carriles a cada lado del eje longitudinal, siendo uno el más centrado y tres el que se sitúa junto al borde.

Los esfuerzos que carecen de alguna componente de máximos o mínimos es debido a que no han sido relevantes para el cálculo por ser favorables y se ha decidido despreciar del lado de la seguridad.

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona A1
M22	90	15	
M11	120	15	
F11	70	-30	
V13	40	-40	

Figura 75. Esfuerzos en la zona A1. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona A2
M22	85	10	
M11	115	15	
F11	50	-120	
V13	40	-40	

Figura 76. Esfuerzos en la zona A2. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona A3
M22	65	5	
M11	110	10	
F11	120	-250	
V13	40	-40	

Figura 77. Esfuerzos en la zona A3. Fuente: elaboración propia

Zona A1

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans		
As			As'			As	As'	As	As'	
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos					
0,00079477	0,00046841	0,000225	-	-	0,000225	0,001259	0	0,00171	-	

Figura 78. Armaduras mínimas en la zona A1. Fuente: elaboración propia

Zona A2

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans		
As			As'			As	As'	As	As'	
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos					
0,00079477	0,00046841	0,000225	-	-	0,000225	0,00117	0	0,00171	-	

Figura 79. Armaduras mínimas en la zona A2. Fuente: elaboración propia

Zona A3

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans		
As			As'			As	As'	As	As'	
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos					
0,00079477	0,00046841	0,000225	-	-	0,000225	0,001016	0	0,00171	-	

Figura 80. Armaduras mínimas en la zona A3. Fuente: elaboración propia

Tras obtener las cuantías de armadura mínimas y con los datos de armado por cálculo se está en condiciones de proponer un diseño de armado que satisfaga todos los requisitos. Cabe destacar que en los redondos propuestos en la capa longitudinal inferior se han descontado la contribución del área de la chapa grecada ponderando la diferencia de límite elástico y no teniendo en cuenta que su canto útil es superior, estando del lado de la seguridad. A efectos de propuesta de armado se han descontado 8,75cm² de acero. Esto es aplicable al resto de casos iguales en el resto de zonas de armado.

	L INF	L SUP	T INF	T SUP
Zona A1	Ø12/20	Ø12/30	Ø20/15	Ø12/30
Zona A2	Ø12/20	Ø12/30	Ø20/15	Ø12/30
Zona A3	Ø12/20	Ø12/30	Ø20/15	Ø12/30

La separación mínima de las barras está limitada al máximo de: 1.25dg (TMA), $\varnothing b$ y 20 mm y la separación máxima a 300mm. En la tabla se aprecia el cumplimiento de este intervalo de distancias. La separación inferior esta impuesta por la geometría de las grecas y se ha tratado de simplificar el criterio de reparto a barras de diámetros bien diferenciados y distancias enteras para optimizar la puesta en obra. La tabla superior muestra el armado definitivo de esta zona de la losa y ya se tienen en cuenta que se verifiquen los estados límite de servicio aunque estos serán clarificados en adelante.

6.3.2.1.2 Zona B

Dentro de la zona B se distinguen tres carriles de igual ancho que se distribuyen en media calzada formando un par simétrico de tres carriles a cada lado del eje longitudinal, siendo uno el más centrado y tres el que se sitúa junto al borde.

Los esfuerzos que carecen de alguna componente de máximos o mínimos es debido a que no han sido relevantes para el cálculo por ser favorables y se ha decidido despreciar del lado de la seguridad.

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona B1
M22	70	5	
M11	90	-5	
F11	80	-25	
V13	30	-40	

Figura 81. Esfuerzos en la zona B1. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona B2
M22	65	5	
M11	90	-5	
F11	80	-70	
V13	30	-40	

Figura 82. Esfuerzos en la zona B2. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona B3
M22	40	-10	
M11	80	-5	
F11	130	-180	
V13	30	-50	

Figura 83. Esfuerzos en la zona B3. Fuente: elaboración propia

Zona B1

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans		
As			As'			As	As'	As	As'	
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos					
0,00060343	0,00046841	0,000225	-	-	0,000225	0,0001001	-	0,001377	-	

Figura 84. Armaduras mínimas en la zona B1. Fuente: elaboración propia

Zona B2

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans		
As			As'			As	As'	As	As'	
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos					
0,00060343	0,00046841	0,000225	-	-	0,000225	0,00094	-	0,001377	-	

Figura 85. Armaduras mínimas en la zona B2. Fuente: elaboración propia

Zona B3

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans		
As			As'			As	As'	As	As'	
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos					
0,00060343	0,00046841	0,000225	-	-	0,000225	0,000709	-	0,001377	-	

Figura 86. Armaduras mínimas en la zona B3. Fuente: elaboración propia

Tras obtener las cuantías de armadura mínimas y con los datos de armado por cálculo se está en condiciones de proponer un diseño de armado que satisfaga todos los requisitos.

	L INF	L SUP	T INF	T SUP
Zona B1	$\varnothing 12/20$	$\varnothing 12/30$	$\varnothing 20/20$	$\varnothing 12/20$
Zona B2	$\varnothing 12/20$	$\varnothing 12/30$	$\varnothing 20/20$	$\varnothing 12/20$
Zona B3	$\varnothing 12/20$	$\varnothing 12/30$	$\varnothing 20/20$	$\varnothing 12/20$

Los criterios aplicados para definir esta propuesta de armado ya han sido expuestos en la zona A y son de aplicación en esta zona.

6.3.2.1.3 Zona C

Dentro de la zona C se distinguen tres carriles de igual ancho que se distribuyen en media calzada formando un par simétrico de tres carriles a cada lado del eje longitudinal, siendo uno el más centrado y tres el que se sitúa junto al borde.

La zona C se discrimina dentro de la B por la aparición de flexión transversal negativa que requiere de un armado horizontal superior al mínimo por fisuración que se ha adoptado en las demás zonas de estudio. Esta flexión transversal negativa es del orden de los 60KN·m por lo que requiere un armado como sigue:

	L INF	L SUP	T INF	T SUP
Zona C1	Ø12/20	Ø12/30	Ø20/20	Ø12/10
Zona C2	Ø12/20	Ø12/30	Ø20/20	Ø12/10
Zona C3	Ø12/20	Ø12/30	Ø20/20	Ø12/10

Los criterios aplicados para definir esta propuesta de armado ya han sido expuestos en la zona A y son de aplicación en esta zona.

6.3.2.2 Losas Laterales

Las losas laterales representan las aceras y comprenden las zonas D y E

6.3.2.2.1 Zona D

Dentro de la zona D se distinguen cuatro carriles de igual ancho que se distribuyen en toda la acera siendo el carril uno el más próximo al interior y el cuatro el que se sitúa junto al borde.

Los esfuerzos que carecen de alguna componente de máximos o mínimos es debido a que no han sido relevantes para el cálculo por ser favorables y se ha decidido despreciar del lado de la seguridad.

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona D1
M22	70	10	
M11	70	0	
F11	1100	350	
V13	20	-20	

Figura 87. Esfuerzos en la zona D1. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona D2
M22	15	-30	
M11	30	0	
F11	1100	300	
V13	20	-25	

Figura 88. Esfuerzos en la zona D2. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona D3
M22	0	-30	
M11	10	0	
F11	1100	200	
V13	20	-25	

Figura 89. Esfuerzos en la zona D3. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona D4
M22	25	0	
M11	20	0	
F11	1100	50	
V13	20	-20	

Figura 90. Esfuerzos en la zona D4. Fuente: elaboración propia

Zona D1

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans		
As			As'			As	As'	As	As'	
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos					
0,00079477	0,00046841	0,000225	-	-	0,000225	0,002389	0	0,000949	-	

Figura 91. Armaduras mínimas en la zona D1. Fuente: elaboración propia

Zona D2

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans		
As			As'			As	As'	As	As'	
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos					
-	0,00046841	0,000225	0,00079477	0,00046841	0,000225	0,001518	0,001912	0,000949	-	

Figura 92. Armaduras mínimas en la zona D2. Fuente: elaboración propia

Zona D3

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans		
As			As'			As	As'	As	As'	
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos					
-	-	0,000225	0,00079477	0,00046841	0,000225	0	0,001912	0,000949	-	

Figura 93. Armaduras mínimas en la zona D3. Fuente: elaboración propia

Zona D4

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans	
As			As'			As	As'	As	As'
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos				
-	0,00046841	0,000225	-	-	0,000225	0,001717	0	-	0,000332

Figura 94. Armaduras mínimas en la zona D4. Fuente: elaboración propia

Tras obtener las cuantías de armadura mínimas y con los datos de armado por cálculo se está en condiciones de proponer un diseño de armado que satisfaga todos los requisitos.

	L INF	L SUP	T INF	T SUP
Zona D1	Ø20/20	Ø12/30	Ø20/25	Ø12/30
Zona D2	Ø20/20	Ø20/10	Ø20/25	Ø12/30
Zona D3	Ø20/20	Ø20/10	Ø20/25	Ø12/30
Zona D4	Ø20/20	Ø12/30	Ø20/25	Ø12/30

Los criterios aplicados para definir esta propuesta de armado ya han sido expuestos en la zona A y son de aplicación en esta zona.

6.3.2.2.2 Zona E

Dentro de la zona E se distinguen cuatro carriles de igual ancho que se distribuyen en toda la acera siendo el carril uno el más próximo al interior y el cuatro el que se sitúa junto al borde.

Los esfuerzos que carecen de alguna componente de máximos o mínimos es debido a que no han sido relevantes para el cálculo por ser favorables y se ha decidido despreciar del lado de la seguridad.

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona E1
M22	50	-30	
M11	75	-60	
F11	1200	-300	
V13	30	-30	

Figura 95. Esfuerzos en la zona E1. Fuente: elaboración propia

Zona E1

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans	
As			As'			As	As'	As	As'
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos				
0,00079477	0,00046841	0,000225	-	0,00046841	0,000225	0,002232	0,001933	0,00146	-

Figura 99. Armaduras mínimas en la zona E1. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona E2
M22	20	-30	
M11	60	-60	
F11	1400	-350	
V13	30	-30	

Figura 96. Esfuerzos en la zona E2. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona E3
M22	20	-30	
M11	50	-45	
F11	1600	-350	
V13	30	-30	

Figura 97. Esfuerzos en la zona E3. Fuente: elaboración propia

Esfuerzos	máx.	mín.	Zona E4
M22	30	0	
M11	40	-45	
F11	1400	-300	
V13	30	-30	

Figura 98. Esfuerzos en la zona E4. Fuente: elaboración propia

Zona E2

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans	
As			As'			As	As'	As	As'
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos	0,002002	0,002169	0,00146	-
0,00079477	0,00046841	0,000225	-	0,00046841	0,000225				

Figura 100. Armaduras mínimas en la zona E2. Fuente: elaboración propia

Zona E3

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans	
As			As'			As	As'	As	As'
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos	0,002255	0,002405	0,00146	-
0,00079477	0,00046841	0,000225	-	0,00046841	0,000225				

Figura 101. Armaduras mínimas en la zona E3. Fuente: elaboración propia

Zona E4

Mínimo Losa						Cálculo long		Cálculo trans	
As			As'			As	As'	As	As'
fisuración	mecánicos	geométricos	fisuración	mecánicos	geométricos	0,002169	0	0,00146	-
0,00079477	0,00046841	0,000225	-	-	0,000225				

Figura 102. Armaduras mínimas en la zona 42. Fuente: elaboración propia

Tras obtener las cuantías de armadura mínimas y con los datos de armado por cálculo se está en condiciones de proponer un diseño de armado que satisfaga todos los requisitos.

	L INF	L SUP	T INF	T SUP
Zona E1	Ø20/20	Ø20/10	Ø20/25	Ø12/10
Zona E2	Ø20/20	Ø20/10	Ø20/25	Ø12/10
Zona E3	Ø20/20	Ø20/10	Ø20/25	Ø12/10
Zona E4	Ø20/20	Ø20/10	Ø20/25	Ø12/10

Los criterios aplicados para definir esta propuesta de armado ya han sido expuestos en la zona A y son de aplicación en esta zona.

6.4 Comprobaciones hormigón de Estado límite de servicio

En la losa de hormigón será necesario verificar los estados límite de servicio de control de tensiones y de control de fisuración.

6.4.1 Estado límite de control de tensiones

Para verificar se debe cumplir que:

$$\sigma(N_{\text{caract}}, M_{\text{carcat}}) \leq 0.6f_{ck} = 18MPa$$

$$\sigma(N_{\text{caract}}, M_{\text{carcat}}) \geq -0.8f_{yk} = -400MPa$$

Se comprobará el cumplimiento para cada una de las secciones más solicitadas en cada zona de armado.

Esfuerzos	Zona A	Zona B	Zona D	Zona E
M22	65	50	60	-30
F11	350	350	780	1200

Figura 103. Esfuerzos representativos de cada zona de armado. Fuente: SAP2000

Para simplificar el cálculo, aunque siempre del lado de la seguridad, el momento de fisuración se hallará con la sección bruta. En aquellas secciones que fisuren será necesario hallar la inercia fisurada para obtener correctamente la distribución de deformaciones para hallar las respectivas tensiones y verificar que sean inferiores a los máximos.

$$M_{\text{fis}} = I_h(f_{ctm} - \frac{N}{A})$$

$$M_{\text{fis,a}} = 15KN \cdot m$$

$$M_{\text{fis,b}} = 15KN \cdot m$$

$$M_{\text{fis,d}} = -2.32KN \cdot m$$

$$M_{\text{fis,e}} = -19 KN \cdot m$$

Por tanto, todas las secciones a evaluar fisuran y será necesario calcular la Ifis para la cual se utilizará la misma hoja de cálculo para obtener las inercias y las tensiones.

En la zonas D y E se han dispuesto una cuantía de 23,01cm² de acero sumando la chapa grecada y los redondos.

SECCIÓN FISURADA			
x	0,06239816 m		
Ifis	0,00036262 m4		
TENSIONES MÁXIMAS			
$\sigma_{c,max}(N_{caract},M_{carcat})$	11,2 Mpa	¿CUMPLE?	Si
$\sigma_{s,max}(N_{caract},M_{carcat})$	-154,599524 MPa	¿CUMPLE?	Si

Figura 104. Rigidez de la sección y cumplimiento del ELS de control de tensiones. Fuente: SAP2000

En la zona A y B se han dispuesto una cuantía de 14,08cm² de acero sumando la chapa grecada y los redondos

SECCIÓN FISURADA			
x	0,05100134	m	
lfis	0,00024503	m4	
TENSIONES MÁXIMAS			
$\sigma_{c,max}(N_{caract},M_{carcat})$	10,8	Mpa	¿CUMPLE?
$\sigma_{s,max}(N_{caract},M_{carcat})$	-197,766056	MPa	¿CUMPLE?

Figura 105. Rigidez de la sección y cumplimiento del ELS de control de tensiones. Fuente: SAP2000

6.4.2 Estado límite de control de fisuración

Para verificar se debe cumplir que:

$$wk(Nqp,Mqp) \leq wmax = 0.2mm$$

$$wk = Sr,max * (\varepsilon sm - \varepsilon cm)$$

$$\varepsilon sm - \varepsilon cm = \frac{1}{Es} * (\sigma - kt * \frac{fct,eff}{\rho,eff} * (1 + \alpha e * \rho,eff) \geq 0.6 \frac{\sigma s}{Es}$$

$$s < 5 * \left(c + \frac{\varnothing}{2}\right); Sr,max = 3.4 * c + 0.425 * k1 * k2 * \frac{\varphi eq}{\rho,eff}$$

$$s > 5 * \left(c + \frac{\varnothing}{2}\right); Sr,max = 1.3 * (h - x)$$

Se comprobará el cumplimiento para cada una de las secciones más solicitadas en cada zona de armado.

Esfuerzos	Zona A	Zona B	Zona D	Zona E
M22	20	20	20	-15
F11	200	150	430	650

Figura 106. Esfuerzos representativos de cada zona de armado. Fuente: SAP2000

$$M_{fis,a} = 21\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fis,b} = 23\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fis,d} = 12\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fis,e} = 3\text{KN}\cdot\text{m}$$

Para las zonas A y B se verifica el ELS al no superarse el momento de fisuración de la sección para la sección bruta. En D y E debido a las tracciones que aparecen si se llega a la fisuración de la misma y se comprobará que la abertura de la misma este dentro del rango permitido.

En la zona D con las cuantías expuestas en el estado límite anterior con una separación de 20cm entre ejes de redondos se tiene:

CONTROL DE FISURACIÓN		
wk (Nqp,Mqp)		
≤	0,2	mm
εsm-εcm	0,000142707	
sr,max	0,25944079	m
wk	0,03702408	mm
¿CUMPLE?	Si	

cálculo εsm-εcm	
kt	0,4
hc,eff	0,06253395
Ac,eff	0,06253395
pp,eff	0,03679601
σs (Nqp)	-47,5690843
εsm-εcm min	0,00014271
εsm-εcm	4,5128E-05

cálculo sr,max		
Separación barras	0,21180593	m
5*(c+Ø/2)	0,33	m
	≤5*(c+Ø/2)	>5*(c+Ø/2)
k1	0,8	
k2	0,5	
sr,max	0,25944079	0,243882391

Figura 107. Verificación del ELS de control de fisuración. Fuente: SAP2000

En la zona E con las cuantías expuestas en el estado límite anterior con una separación de 10cm entre ejes de redondos se tiene:

CONTROL DE FISURACIÓN		
wk (Nqp,Mqp)		
≤	0,2	mm
εsm-εcm	0,00010703	
sr,max	0,25944079	m
wk	0,02776806	mm
¿CUMPLE?	Si	

cálculo εsm-εcm	
kt	0,4
hc,eff	0,06253395
Ac,eff	0,06253395
pp,eff	0,03679601
σs (Nqp)	-35,6768132
εsm-εcm min	0,00010703
εsm-εcm	-1,4333E-05

cálculo sr,max		
Separación barras	0,21180593	m
5*(c+Ø/2)	0,33	m
	≤5*(c+Ø/2)	>5*(c+Ø/2)
k1	0,8	
k2	0,5	
sr,max	0,25944079	0,243882391

Figura 108. Verificación del ELS de control de fisuración. Fuente: SAP2000

6.5 Anclajes y solapes

6.5.1 Losa central

Se calcularán a su vez las longitudes de anclaje y/o solape de dichas armaduras de la losa central. Las armaduras transversales irán dispuestas de forma continua, anclándose en los extremos de la losa tanto en la cara superior como en la inferior. En las armaduras longitudinales habrá que prever los anclajes y solapes que se producirán entre la zona A y B debido a las distintas densidades de armado y por longitud comercial de las barras.

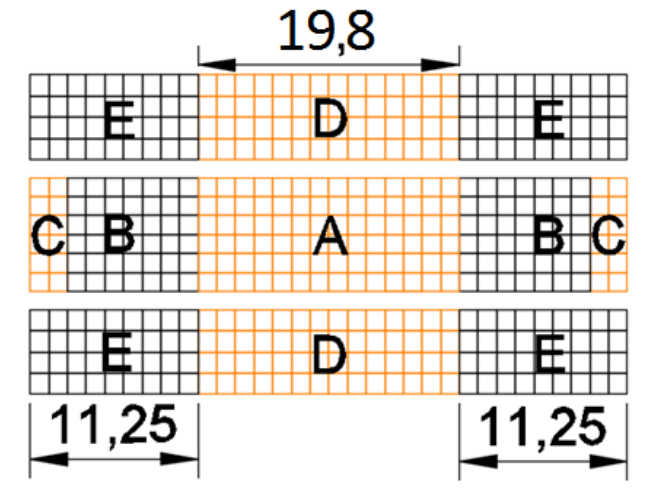


Figura 109. Dimensiones de las zonas de armado. Fuente: SAP2000

En la zona A se tendrán que disponer solapes debido a que la longitud del tramo es mayor a 12m que tiene la barra de acero corrugado. Al tener una única capa de armaduras se podrán solapar todas en una misma sección. También habrán solapes por continuidad de armaduras entre las zonas B y A. La zona A tiene una densidad de armadura mayor a la B y esta varía según el carril en el que nos encontremos por lo que en la frontera de ambas zonas se intercalarán solapes de aquellas barras que compartan una misma posición en una sección transversal y anclajes de las barras no coincidentes.

	L INF	L SUP	Anclaje inf	Solape inf	anclaje sup
Zona A1	Ø12/20	Ø12/30	0,43	0,643	0,43
Zona A2	Ø12/20	Ø12/30	0,43	0,643	0,43
Zona A3	Ø12/20	Ø12/30	0,43	0,643	0,43
	L INF	L SUP	Anclaje inf	Solape inf	anclaje sup
Zona B1	Ø12/20	Ø12/30	0,43	0,643	0,43
Zona B2	Ø12/20	Ø12/30	0,43	0,643	0,43
Zona B3	Ø12/20	Ø12/30	0,43	0,643	0,43
	L INF	L SUP	Anclaje inf	Solape inf	anclaje sup
Zona C1	Ø12/20	Ø12/30	0,43	0,643	0,43
Zona C2	Ø12/20	Ø12/30	0,43	0,643	0,43
Zona C3	Ø12/20	Ø12/30	0,43	0,643	0,43

6.5.2 Losas laterales

Se calcularán a su vez las longitudes de anclaje y/o solape de dichas armaduras de la losa lateral. Las armaduras transversales irán dispuestas de forma continua, anclándose en los extremos de la losa tanto en la cara superior como en la inferior. En las armaduras longitudinales habrá que prever los anclajes y solapes que se producirán entre la zona D y E debido a las distintas densidades de armado y por longitud comercial de las barras.

En la zona D se tendrán que disponer solapes debido a que la longitud del tramo es mayor a 12m que tiene la barra de acero corrugado. Al tener una única capa de armaduras se podrán solapar todas en una misma sección. También habrán solapes por continuidad de armaduras entre las zonas D y E. La zona E tiene una densidad de armadura mayor a la D y esta varía según el carril en el que nos encontremos por lo que en la frontera de ambas zonas se intercalarán solapes de aquellas barras que compartan una misma posición en una sección transversal y anclajes de las barras no coincidentes.

	L INF	L SUP	Anclaje inf	Solape inf	anclaje sup
Zona D1	Ø20/20	Ø12/30	0,72	1,072	0,43
Zona D2	Ø20/20	Ø20/10	0,72	1,072	0,72
Zona D3	Ø20/20	Ø20/10	0,72	1,072	0,72
Zona D4	Ø20/20	Ø12/30	0,72	1,072	0,43
	L INF	L SUP	Anclaje inf	Solape inf	anclaje sup
Zona E1	Ø20/20	Ø20/10	0,72	1,072	0,72
Zona E2	Ø20/20	Ø20/10	0,72	1,072	0,72
Zona E3	Ø20/20	Ø20/10	0,72	1,072	0,72
Zona E4	Ø20/20	Ø20/10	0,72	1,072	0,72

6.6 Aparatos de apoyo y juntas de dilatación

Para la comprobación de los aparatos de apoyo es necesario conocer el valor de las reacciones y los movimientos en los apoyos de la estructura. Para interpretar los datos del SAP2000 es necesario matizar como ha sido modelizada la estructura. En el modelo se han utilizado apoyos ideales que reproducen el comportamiento real de la misma pero es necesario extrapolar los datos a todos los apoyos. Las cargas horizontales se repartirán por igual a cada neopreno y en las verticales se reproducirá la máxima y la mínima a todos los apoyos ya que las sobrecargas se han posicionado para someter más a unas zonas que a otras pudiendo estar en la realidad en todas ellas. Las deformaciones y giros también seguirán esta lógica. Con estas premisas en un neopreno genérico tendremos:

Hmax (KN)	69,625
Vmax (KN)	3838
Vmin (KN)	1013
Giro máx. (rad)	0,00552
despl max (m)	0,0457
despl perm	0.0075

Figura 110. Fuerzas y desplazamientos en los apoyos. Fuente: SAP2000

6.6.1. Aparatos de apoyo

El aparato de apoyo empleado es de neopreno zunchado de la firma comercial Mecanogumba o similar. En un catálogo de la misma encontramos unos de dimensión en planta de 600x500 mm con diez capas internas de elastómero de 11 mm de espesor y láminas de acero de 4 mm de espesor intercaladas. Las Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los aparatos elastoméricos para puentes de carretera define este aparato de apoyo como TIPO A 500x600x10(11+4) o similar. Los dos primeros múltiplos equivalen a las dimensiones en planta de menor a mayor, el siguiente al número de capas interiores y los dos últimos múltiplos al espesor de la capa interior el primero y al de las chapas de acero el segundo.

6.6.1.1 Características

- Resistencia a la tracción mínimo: 16MPa
- Alargamiento en rotura mínimo : 400%
- Deformación remanente por compresión durante 22 h a 70°C:30%
- Dureza Shore:55-65
- Resistencia al ozono: sin grietas
- Módulo de elasticidad transversal para cargas de larga duración $G_{\infty}=1.1$ MPa




				mínima $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$			mínima $\sigma < 5 \text{ N/mm}^2$									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Formato Dimensiones en planta a · b D	Carga Admisible	Módulo E	Nº de capas	Desplaza- miento admissible Tipo 1	Altura total		Desplaza- miento admissible Tipos 2 a 5	Altura total			Pernos para Tipos 2 y 4 ver 1.2.2	Ángulos de giro				
					del apoyo Tipo 1	de elastómero Tipo 1 T		del apoyo	de elastómero Tipos 2 a 5 T					\varnothing		
mm	kN	N/mm²		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		arc.	arc.	arc.	arc.
Ø 500	2950	775	1	11,2	24	16	—	—	—	—	—	4	0,002	0,001	0,002	0,002
Ø 550	3560	937	2	18,9	39	27	15,4	66	106	40	22	4	0,004	0,002	0,004	0,004
500 x 600	4500	1000	3	26,6	54	38	23,1	81	121	55	33	4	0,006	0,004	0,007	0,006
			4	34,3	69	49	30,8	96	136	70	44		0,008	0,005	0,009	0,008
			5	42,0	84	60	38,5	111	151	85	55		0,010	0,006	0,011	0,010
			6	49,7	99	71	46,2	126	166	100	66		0,012	0,007	0,013	0,012
			7	57,4	114	82	53,9	141	181	115	77		0,014	0,009	0,016	0,014
			8	65,1	129	93	61,6	156	196	130	88		0,016	0,010	0,018	0,016
			9	72,0	144	104	69,3	171	211	145	99		0,018	0,011	0,020	0,018
			10	77,1	159	115	74,8	186	226	160	110		0,020	0,012	0,022	0,020
			11	81,6	174	126	79,6	201	241	175	121		0,022	0,014	0,025	0,022
			12	85,8	189	137	84,0	216	256	190	132		0,024	0,015	0,027	0,024
			13	89,4	204	148	87,8	231	271	205	143		0,026	0,016	0,029	0,026

Figura 111. Características de los neoprenos zunchados según un catálogo comercial. Fuente: Mecanogumba

6.6.1.2 Comprobación

Se ha de comprobar:

6.6.1.2.1 Compresión media máxima

Se ha de verificar:

$$\sigma_{max} = \frac{V_{max}}{A \cdot B} \leq \sigma_{adm}; \quad \sigma_{max} \leq 2 * G_{\infty} * S$$

Siendo σ_{adm} igual a 15MPa y S igual a:

$$S = \frac{A * B}{2 * (A + B) * e1}$$

$$S = \frac{600 * 500}{2 * (600 + 500) * 11} = 12.39$$

$$\sigma_{max} \leq 2 * 1.1 * 12.39 = 27,3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{max} = \frac{3838000}{500 * 600} \leq 15$$

$$\sigma_{max} = 12,79 \leq 15$$

6.6.1.2.2 Seguridad al deslizamiento

Se ha de verificar:

$$\sigma_{mín} = \frac{V_{min}}{A * B} \geq 3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{mín} = \frac{1013000}{600 * 500} \geq 3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{mín} = 3.4 \text{ Mpa} \geq 3 \text{ Mpa}$$

Para comprobar que para la mayor fuerza horizontal no se produce el deslizamiento se ha de comprobar que:

$$H \leq \mu * V_{min}$$

El coeficiente de rozamiento es igual a:

$$\mu = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma}$$

$$\sigma = \frac{V_{max}}{A \cdot B} = \frac{3838000}{600 \cdot 500} = 12.7 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.12 + \frac{0.2}{12.7} = 0.1375$$

$$70 \leq 0.1357 * 750 = 101$$

Por lo tanto se verifica que no se produce deslizamiento a pesar de haber introducido la tensión máxima en el cálculo del coeficiente de rozamiento y no la concomitante a la fuerza horizontal.



6.6.1.2.3 Distorsión máxima admisible

Se ha de verificar:

$$\tan \gamma_{\infty} = \frac{u_{\infty}}{eN} \leq 0.5 \quad ; \quad \tan \gamma = \frac{u}{eN} \leq 0.7$$

siendo:

$u \propto$ la deformación longitudinal máxima debido a las cargas permanentes

Y la deformación longitudinal máxima

eN el espesor del apoyo

$$\begin{aligned} \tan \gamma_{\infty} &= \frac{0.0075}{0.15} \leq 0.5 & ; & & \tan \gamma &= \frac{0.0457}{0.15} \leq 0.7 \\ 0.05 &\leq 0.5 & ; & & 0.305 &\leq 0.7 \end{aligned}$$

6.6.1.2.4 Rotación máxima admisible

Se ha de verificar:

$$\begin{aligned} \theta &\leq 3 * n * \left(\frac{e1}{A}\right)^2 \\ 0,00552 &\leq 3 * 10 * \left(\frac{11}{500}\right)^2 \\ 0,00552 &\leq 0.01452 \end{aligned}$$

6.6.1.2.5 Estabilidad en el aparato de apoyo

Se ha de verificar:

$$\frac{A}{10} \leq en \leq \frac{A}{5}$$

Siendo:

$$\begin{aligned} \frac{500}{10} &\leq 150 \leq \frac{500}{5} \\ 50 &\leq 150 \leq 150 \end{aligned}$$

6.6.1.2.6 Espesor de las chapas de acero

Se ha de verificar:

$$es \geq \frac{A * \sigma_{max}}{S * \sigma_u} \quad ; \quad es \geq 2mm$$

siendo $\sigma_u = 240MPa$

$$\begin{aligned} 4 &\geq \frac{500 * 12.71}{12.39 * 240} \\ 4 &\geq 2.13 \end{aligned}$$

6.6.1.2.7 Limitación de la tensión tangencial

Se ha de verificar:

$$\tau n \varepsilon + \tau n \gamma + \tau n \theta \leq 5 * G_{\infty}$$

Obteniendo los distintos sumandos de:

$$\tau n \varepsilon = 1.5 * \frac{\sigma}{S} = 1.54MPa$$

$$\tau n \gamma = \frac{\sigma \gamma}{A * B} = 0.23MPa$$

$$\tau n \theta = \frac{G_{\infty}}{2} * \left(\frac{A}{e1}\right)^2 * \theta1 = 6.27MPa$$

$$1.54 + 0.23 + 6.27 \leq 5 * 1.1$$

$$5.04 \leq 5.5$$

6.6.2. Juntas de dilatación

En cada estribo se ha dispuesto una junta de dilatación de elastómero reforzado. Se ha utilizado el modelo Transflex-400 de la empresa Trellebor (o similar). El recorrido de la misma es de 45mm (90 mm en total contando ambos sentidos) obtenido a partir de la envolvente de máximos y mínimos y absorbe las variaciones de longitud que experimenta la estructura.